



Instituto Superior de
Engenharia de Coimbra

Departamento
de Engenharia Civil

Ações horizontais em paredes e avaliação mecânica de vigas-lintel para aberturas de grande vão

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
especialidade de Construção Urbana.

Autor:

Pedro Miguel Lino Martins Bernardino
pedro.bernardino@me.com

Orientador:

João Paulo Martins Gouveia
Instituto Superior de Engenharia de Coimbra
jopamago@isec.pt

Coimbra, Dezembro, 2013

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelo apoio e inspiração a cada momento.

Um agradecimento carinhoso aos meus pais, Miguel Rodrigues Bernardino e Maria Manuela Bernardino e irmãs pelo seu afeto e força moral, que sempre apoiaram e valorizaram os meus estudos.

Um agradecimento muito especial à minha namorada que com a sua amizade, carinho e apoio me ajudou e incentivou a avançar neste trabalho, mesmo nos momentos de maior desalento.

Agradeço ao meu orientador científico, professor João Paulo Martins Gouveia, pelo seu conhecimento, disponibilidade e palavras sábias de incentivo, orientação e compreensão.

Agradeço ao meu amigo e "companheiro de ensaios" Carlos da Fonseca Moreira, pela ajuda e paciência.

Agradeço às empresas Costa&Almeida e Bekaert[®] pelo fornecimento dos materiais tornando os ensaios possíveis de realizar.

Agradeço ao Instituto Superior de Engenharia de Coimbra (ISEC) pela possibilidade de participar numa bolsa de investigação, ao abrigo do projeto Desenvolvimento de Soluções de Paredes em Alvenaria Estrutural (Alvest).

Agradeço ao professor Vítor Magalhães pelo apoio e prontidão.

Agradeço ao professor Jorge da Fonseca Lourenço, pelo seu apoio e por permitir a utilização do laboratório de materiais e acessórios para a realização da campanha experimental.

Agradeço ao técnico de laboratório António Manuel Simões Amaral, pela sua disponibilidade e apoio na preparação de alguns ensaios.

Aos meus amigos e colegas, pela amizade e companheirismo, que de uma forma ou de outra ajudaram à concretização deste trabalho. A todos o meu obrigado.

RESUMO

As construções em alvenaria em Portugal ainda hoje representam um marco importante na construção portuguesa, sobretudo pela importância histórica associada às edificações. Grande parte das principais baixas das cidades portuguesas são brindadas com grandes e imponentes edifícios em alvenaria, fazendo parte integrante de uma herança deixada de uma tecnologia construtiva que não tem merecido a devida atenção pelas várias entidades responsáveis pela construção em Portugal. É então premente uma mudança profunda na construção em Portugal, fomentando a adoção de métodos construtivos mais ecológicos. É esta premissa que motiva este trabalho.

Neste trabalho estudam-se algumas metodologias modernas de cálculo, nomeadamente os procedimentos de cálculo para obtenção das forças horizontais a aplicar a cada parede vertical resistente, tendo por base os recentes regulamentos europeus. Este trabalho pretende também entender melhor o comportamento de vigas de alvenaria sujeitas a ações verticais no seu plano. Para a execução de vigas-lintel é normalmente usada armadura ordinária, pelo que é apresentado e proposto um novo método construtivo usando armadura prefabricada de junta como principal armação das vigas-lintel. Finalmente, é apresentada e descrita a solução preconizada para as vigas-lintel sobre as aberturas e vigas-cintas numa moradia executada ao abrigo de um projeto de investigação.

Durante a fase experimental deste estudo, foram executadas vigas de alvenaria com dois sistemas de armadura, o proposto e o normalmente usado, com o objetivo de comparar os resultados e os modos de rotura, a fim de avaliar e validar o método proposto. As vantagens mais evidentes deste método são: rapidez de execução, redução dos materiais usados e menor necessidade de mão de obra qualificada no corte, dobragem e montagem das armaduras.

Palavras-Chave:

Alvenaria, vento, sismo, viga-lintel, viga mista, flexão, ensaio.

ABSTRACT

In Portugal, masonry constructions still represent an important landmark in the Portuguese construction, mainly by the historical importance attached to those buildings. A good number of the principal Portuguese downtowns have large and imposing masonry buildings, forming an integral part of a legacy of a constructive technology that has received inadequate attention by the various entities responsible for the Portuguese construction. It is Imperative a profound change in construction in Portugal, promoting the adoption of greener construction methods. This is the reason that motivates this work.

In this work some modern calculation methodologies was studied, including the calculation procedures for obtaining the horizontal forces applied to each resistant vertical walls, based on the latest European regulations. This research aims understand better the masonry beams behavior subjected to vertical actions, i.e., in-plane loading. To execute lintel beams are usually used reinforcing steel bars as the basis system of reinforcement and now is presented the proposal of a new method of beams reinforcement using prefabricated bed joint reinforcement. Finally, it is shown and described the used solution for lintel beams over openings and masonry beams in a construction performed under a research project.

During the experimental phase of this study, were performed beams with both reinforcement options to compare the results and the failure modes to verify the availability of the proposed method. The most evident advantages of this method are: speed of execution, reduction of materials and waiver of skilled labor in cutting, folding and assembly of reinforcing steel bars.

Keywords:

Masonry, wind, seism, beams, flexure, tests.

ÍNDICE

1	Introdução	1
1.1	Motivação da escolha	1
1.2	Enquadramento do Trabalho	2
1.3	Objetivos	3
1.4	Organização da dissertação	4
2	Ações horizontais em paredes de alvenaria	5
2.1	Introdução	5
2.2	Sequência simplificada de cálculo	5
2.2.1	Descrição do edifício	5
2.2.2	Ação do vento	7
2.2.3	Ação sísmica	23
2.2.4	Distribuição das forças horizontais pelos elementos resistentes verticais	38
3	Ensaio Laboratoriais	45
3.1	Introdução	45
3.2	Programa Experimental	46
3.2.1	Materiais utilizados no programa experimental	47
3.2.2	Definição da tipologia dos provetes de ensaio	49
3.2.3	Sistema de ensaio e procedimentos	51
3.2.4	Instrumentação	52
3.3	Resultados	53
3.3.1	Modos de rotura	53
3.3.2	Diagramas de força vs. deslocamento	60
3.4	Sumário e conclusões	67
4	Exemplo de aplicação de vigas-lintel sobre aberturas	69
4.1	Introdução	69
4.2	Caso de estudo	69
4.2.1	Vigas-lintel sobre aberturas	70
4.2.2	Caixa de estore	71

4.2.3	Viga-cinta	72
5	Conclusões finais e desenvolvimentos futuros	73
5.1	Conclusões finais	73
5.2	Desenvolvimentos futuros	73
5.3	Comentários pessoais	74
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75
A	Verificação da segurança da estrutura auxiliar	A1
A.1	Simbologia e abreviaturas	A1
A.2	Introdução	A2
A.3	Características estruturais	A3
A.3.1	Homogeneização da secção	A3
A.3.2	Momento de Inércia	A4
A.3.3	Momento estático	A5
A.3.4	Determinação da carga aplicada à estrutura	A5
A.3.5	Análise estrutural	A6
A.3.6	Tensão tangencial	A6
A.4	Verificações	A7
A.4.1	Corte simples	A7
A.4.2	Esmagamento	A7
A.5	Melhoramentos efetuados à estrutura proposta	A8
A.6	Conclusão	A8
B	Diagramas individuais de força-deslocamento de cada provete	B1
B.1	Diagramas de força-deslocamento da série 200	B1
B.2	Diagramas de força-deslocamento da série 200	B2
B.3	Diagramas de força-deslocamento da série 400	B3
B.4	Diagramas de força-deslocamento da série 500	B4

ÍNDICE DE FIGURAS

1 Introdução

Figura 1.1	Comparação das soluções estruturais usadas em alguns países europeus	1
------------	--	---

2 Ações horizontais em paredes de alvenaria

Figura 2.1	Planta genérica da moradia piloto	5
Figura 2.2	Alçados e corte da moradia piloto	6
Figura 2.3	Definição da junta horizontal	7
Figura 2.4	Coefficiente de rugosidade	9
Figura 2.5	Determinação do coeficiente de rugosidade	10
Figura 2.6	Altura de referência	11
Figura 2.7	Coefficiente de exposição	11
Figura 2.8	Determinação da altura de referência	12
Figura 2.9	Determinação do coeficiente de exposição	12
Figura 2.10	Zonas em paredes verticais	13
Figura 2.11	Coefficiente de pressão exterior	13
Figura 2.12	Zonas do alçado principal/posterior	14
Figura 2.13	Zonas do alçado lateral direito/esquerdo	15
Figura 2.14	Pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores	16
Figura 2.15	Coefficientes de pressão interior	18
Figura 2.16	Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores (Alçado Principal e lateral direito)	19
Figura 2.17	Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores (Alçado posterior e lateral esquerdo)	20
Figura 2.18	Força resultante exercida pelo vento sobre cada piso	23
Figura 2.19	Zonamento sísmico em Portugal Continental	23
Figura 2.20	Zonamento sísmico no arquipélago da Madeira	24
Figura 2.21	Zonamento sísmico no arquipélago dos Açores	24
Figura 2.22	Regras para a conceção estrutural em altura de edifícios em alvenaria (Vasconcelos <i>et al.</i> , 2007)	32
Figura 2.23	Forças sísmicas aplicada a cada piso	38

3 Ensaios Laboratoriais

Figura 3.1	Exemplificação em modelo de estudo do provete a analisar experimentalmente. .	46
Figura 3.2	Estaleiro e sistema de transporte dos provetes.	46
Figura 3.3	Blocos utilizados.	47
Figura 3.4	Armadura prefabricada Murfor®	48
Figura 3.5	Armadura ordinária	48
Figura 3.6	Argamassa pré-doseada Topeca® M5	49
Figura 3.7	Secção dos provetes	49
Figura 3.8	Sistema de ensaio.	51
Figura 3.9	Configuração dos apoios	51
Figura 3.10	Configuração dos pontos de carregamento.	52
Figura 3.11	Instrumentação utilizada.	52
Figura 3.12	Modo de rotura do lintel 104	53
Figura 3.13	Resultados dos LVDTs 4 e 5 da série 100	53
Figura 3.14	Modo de rotura do lintel 201	54
Figura 3.15	Resultados dos LVDTs 4 e 5 da série 200	54
Figura 3.16	Modos de rotura da série 400.	55
Figura 3.17	Resultados dos LVDTs (4 + 5) e (6 + 7) da série 400.	56
Figura 3.18	Modos de rotura da série 500.	58
Figura 3.19	Resultados dos LVDTs (4 + 5) e (6 + 7) da série 500.	58
Figura 3.20	Resultados do LVDT 1 da série 100	60
Figura 3.21	Diagrama força-deslocamento média da série 100	61
Figura 3.22	Resultados do LVDT 1 da série 200	62
Figura 3.23	Diagrama força-deslocamento média da série 200	63
Figura 3.24	Resultados do LVDT 1 da série 400	64
Figura 3.25	Diagrama força-deslocamento média da série 400	65
Figura 3.26	Resultados do LVDT 1 da série 500	66
Figura 3.27	Diagrama força-deslocamento média da série 500	67

4 Exemplo de aplicação de vigas-lintel sobre aberturas

Figura 4.1	Abertura na parede AE Y4	69
------------	------------------------------------	----

Figura 4.2	Planta de distribuição de paredes do 1º andar	70
Figura 4.3	Armadura aplicada nas vigas-lintel	70
Figura 4.4	Preparação da viga-lintel	71
Figura 4.5	Colocação da armadura e enchimento da viga	71
Figura 4.6	Caixa de estore	72
Figura 4.7	Viga-cinta	72
 A Verificação da segurança da estrutura auxiliar		
Figura A.1	Esquema do sistema de transporte dos provetes adotado.	A2
Figura A.2	Esquema da secção transversal da base de transporte	A3
Figura A.3	Posição do centro de massa e eixos baricêntricos da secção.	A3
Figura A.4	Secção homogeneizada.	A4
Figura A.5	Diagramas de esforços.	A6
Figura A.6	Placa de cofragem metálica utilizada	A8
 B Diagramas individuais de força-deslocamento de cada provete		
Figura B.1	Diagramas de força-deslocamento da série 100	B1
Figura B.2	Diagramas de força-deslocamento da série 200	B2
Figura B.3	Diagramas de força-deslocamento da série 400	B3
Figura B.4	Diagramas de força-deslocamento da série 500	B4

ÍNDICE DE QUADROS

1 Introdução

Quadro 1.1	Alvenaria estrutural <i>vs.</i> Betão armado	1
------------	--	---

2 Ações horizontais em paredes de alvenaria

Quadro 2.1	Valor básico da velocidade de referência do vento	8
Quadro 2.2	Categorias de terreno	9
Quadro 2.3	Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais	14
Quadro 2.4	Determinação das dimensões das zonas do alçado principal/posterior	14
Quadro 2.5	Determinação das dimensões das zonas do alçado lateral direito/esquerdo	15
Quadro 2.6	Determinação dos coeficientes de pressão exterior	15
Quadro 2.7	Determinação da pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores	16
Quadro 2.8	Determinação da área das aberturas nos alçados	18
Quadro 2.9	Determinação do índice de aberturas e respetivo coeficiente de pressão interior	19
Quadro 2.10	Determinação da pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores	19
Quadro 2.11	Determinação da força exterior exercida pelo vento sobre cada piso	21
Quadro 2.12	Determinação da força interior exercida pelo vento sobre cada piso	22
Quadro 2.13	Determinação da força resultante exercida pelo vento sobre cada piso	22
Quadro 2.14	Aceleração máxima de referência	24
Quadro 2.15	Zonas sísmicas e aceleração máxima de referência correspondente	25
Quadro 2.16	Tipos de terreno	26
Quadro 2.17	Classes de importância para edifícios	26
Quadro 2.18	Coeficientes de importância para edifícios	27
Quadro 2.19	Tipos de construção e valores máximos dos coeficientes de comportamento	28
Quadro 2.20	Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica	28
Quadro 2.21	Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica adotados	29
Quadro 2.22	Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica verticais	29
Quadro 2.23	Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica verticais adotados	29
Quadro 2.24	Valores de φ	34
Quadro 2.25	Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios	35
Quadro 2.26	Pesos considerados para a ação sísmica	36

Quadro 2.27	Valores de K	39
Quadro 2.28	Coeficientes α e β	39
Quadro 2.29	Determinação da rigidez dos elementos resistentes verticais	42
Quadro 2.30	Determinação da força aplicada a cada elemento resistente vertical (parte 1 de 2)	43
Quadro 2.31	Determinação da força aplicada a cada elemento resistente vertical (parte 2 de 2)	44

3 Ensaios Laboratoriais

Quadro 3.1	Parâmetros físicos e mecânicos do bloco BEST	47
Quadro 3.2	Parâmetros físicos da argamassa pré-doseada	49
Quadro 3.3	Parâmetros mecânicos da argamassa pré-doseada	49
Quadro 3.4	Tipificação de todos os provetes	50
Quadro 3.5	Principais resultados na série 100	60
Quadro 3.6	Flecha máxima média da série 100 para os valores elásticos ($l = 2, 4 m$)	61
Quadro 3.7	Carga distribuída correspondente aos resultados médios na série 100	61
Quadro 3.8	Principais resultados na série 200	62
Quadro 3.9	Flecha máxima média da série 200 para os valores elásticos ($l = 2, 4 m$)	63
Quadro 3.10	Carga distribuída correspondente aos resultados médios na série 200	63
Quadro 3.11	Principais resultados na série 400	65
Quadro 3.12	Flecha máxima média da série 400 para os valores elásticos ($l = 2, 4 m$)	65
Quadro 3.13	Carga distribuída correspondente aos resultados médios na série 400	65
Quadro 3.14	Principais resultados na série 500	66
Quadro 3.15	Flecha máxima média da série 500 para os valores elásticos ($l = 2, 4 m$)	67
Quadro 3.16	Carga distribuída correspondente aos resultados médios na série 500	67
Quadro 3.17	Comparação entre as séries 200 e 100 para os valores elásticos	68
Quadro 3.18	Comparação entre as séries 500 e 400 para os valores elásticos	68
Quadro 3.19	Comparação entre as séries 100 e 400 para os valores elásticos	68
Quadro 3.20	Comparação entre as séries 200 e 500 para os valores elásticos	68

A Verificação da segurança da estrutura auxiliar

Quadro A.1	Características dos materiais usados	A2
Quadro A.2	Características dos parafusos utilizados.	A7

SIMBOLOGIA

A	superfície carregada
a_g	valor de cálculo da aceleração
a_{gR}	aceleração máxima de referência
A_{ref}	área de referência da superfície individual
a_{vg}	valor de cálculo da aceleração na direção vertical
β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
C_{dir}	coeficiente de direção
$C_e(z)$	coeficiente de exposição
γ_I	coeficiente de importância
$C_o(z)$	coeficiente de orografia
C_{pe}	coeficiente de pressão exterior
$C_{pe,1}$	coeficiente de pressão exterior (coeficiente local)
$C_{pe,10}$	coeficiente de pressão exterior (coeficiente global)
C_{pi}	coeficiente de pressão interior
$C_r(z)$	coeficiente de rugosidade
$c_s c_d$	coeficiente estrutural
C_{season}	coeficiente de sazão
c_u	resistência ao corte não drenada do solo
de_i	comprimento do elemento i
E	módulo de elasticidade
f_b	resistência à compressão das unidades para alvenaria
F_b	força de corte sísmica na base
$F e_i$	força aplicada ao elemento i
F_i	força horizontal atuante no piso i
f_k	Resistência característica à compressão da alvenaria
f_m	resistência à compressão da argamassa

F_w	força exercida pelo vento sobre uma construção ou elemento de construção
$F_{w,e}$	força exterior exercida pelo vento sobre uma construção ou elemento de construção
$F_{w,i}$	força interior exercida pelo vento sobre uma construção ou elemento de construção
G	módulo de distorção
$G_{k,j}$	valor característico da ação permanente j
H	altura do edifício, em m , desde a fundação ou do nível superior de uma cave rígida
h_{e_i}	altura do elemento i
h_i	altura da massa m_i acima do nível de aplicação da ação sísmica
h_j	altura da massa m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica
k_i	rigidez elástica do elemento i
λ	fator de correção
L_e	distância entre os elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada
m_i	massa do piso i
m_j	massa do piso j
m_t	massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida
N_{SPT}	número de pancadas do ensaio de penetração dinâmico
$\psi_{2,i}$	coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável i
$\psi_{E,i}$	coeficiente de combinação para uma ação variável i
q_b	pressão dinâmica de referência
q_c	coeficiente de comportamento
$Q_{k,i}$	valor característico da ação variável acompanhante i
$q_p(z)$	pressão dinâmica de pico à altura z
ρ_{ar}	massa volúmica do ar
S	coeficiente de solo
$S_d(T)$	espectro de cálculo
$S_d(T1)$	ordenada do espectro de cálculo para o período $T1$
T_1	período de vibração fundamental

te_i	espessura do elemento i
V_b	valor de referência da velocidade do vento
$V_{b,0}$	valor básico da velocidade de referência do vento
$V_m(z)$	velocidade média do vento a uma altura z acima do solo
$\nu_{s,30}$	velocidade média das ondas de corte
w_e	pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores
w_i	pressão exercida pelo vento em superfícies interiores
x	distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada

ABREVIATURAS

- Alvest** Desenvolvimento de Soluções de Paredes em Alvenaria Estrutural
- EC0** Eurocódigo 0 - Bases para projeto de estruturas ([NP EN 1990, 2009](#))
- EC1-1-4** Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - parte 1-4: Ações do vento ([NP EN 1991-1-4, 2010](#))
- EC6-1-1** Eurocódigo 6 - Projeto de estruturas de alvenaria - Parte 1-1: Regras gerais para alvenaria armada e não armada ([NP EN 1996-1-1, 2008](#))
- EC8-1** Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - parte 1-1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios ([NP EN 1998-1, 2010](#))
- ISEC** Instituto Superior de Engenharia de Coimbra
- LEdec** Laboratório de Ensaios de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil
- LVDT** Linear variable differential transformer (sensor de deslocamento)

Capítulo 1

Introdução

1.1 Motivação da escolha

No universo da construção em Portugal, as estruturas em alvenaria resistente têm pouco significado quando comparadas com a quantidade de estruturas em betão armado. Existe mesmo uma dependência quase que exclusiva do betão armado, invulgar em termos europeus e indiciadora de alguns desequilíbrios (Sousa, 2002), ver figura 1.1.

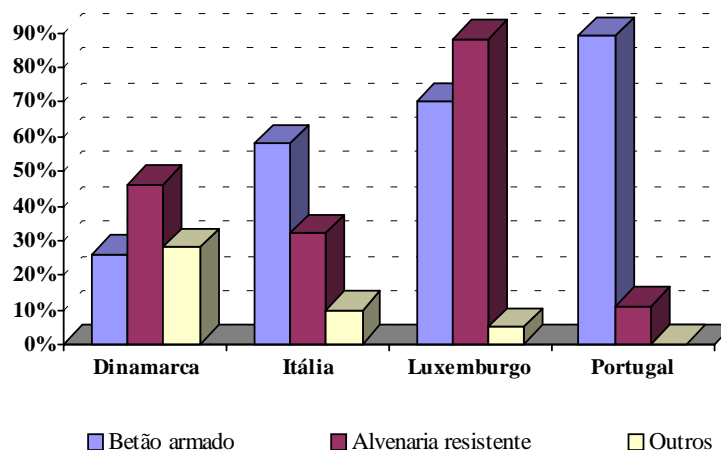


Figura 1.1: Comparação das soluções estruturais usadas em edifícios em alguns países europeus(Sousa, 2002)

Para construções no Brasil, (Rabelo, 2004) apresenta valores bastante animadores para a poupança económica na adoção da alvenaria resistente em detrimento do betão armado, ver quadro 1.1.

Quadro 1.1: Alvenaria estrutural *vs.* Betão armado (Rabelo, 2004)

Pisos	Poupança [%]
Até 3	25 a 30
4 a 7	20 a 25
8 a 11	15 a 20
12 a 15	10 a 15
18	5 a 10

Outros autores referem valores que se enquadram com os apresentados por (Rabelo, 2004). Como exemplo, refere-se o estudo de (Fernandes e Filho, 2010), também no Brasil, que indica um valor de 22, 18% para a poupança de um edifício de 5 pisos em alvenaria estrutural, quando comparado com o mesmo edifício construído em betão armado. Refere-se ainda que nesse estudo apenas foram considerados os custos diretos.

Em Portugal, ao abrigo de um projeto de investigação para o desenvolvimento de soluções de paredes em alvenaria estrutural (Alvest), foi construído um edifício que foi objeto de análise comparativa de custos entre a solução adotada, alvenaria estrutural, e a solução estrutural em betão armado. Nesse estudo

comparativo, (Saraiva, 2013) apresenta valores inferiores em cerca de 10% para a solução em alvenaria estrutural *vs.* betão armado. Refere-se ainda que nesse estudo foi feita a comparação dos custos para o edifício construído até à fase prévia de execução de acabamentos, quer na solução de alvenaria estrutural quer na solução em betão armado.

Relativamente ao processo construtivo e racionalização da construção, (Rabelo, 2004) conclui que a utilização da alvenaria estrutural acarreta uma maior racionalidade do sistema construtivo, reduzindo-se o consumo dos materiais e desperdícios que usualmente se verificam em obras de betão armado. (Fernandes e Filho, 2010) refere também que o sistema construtivo de alvenaria estrutural pelo seu custo competitivo, deve ser mais explorado pelo mercado.

Relativamente à utilização da alvenaria estrutural, (Lourenço, 2002) refere estudos técnico-económicos efetuados em Portugal indicando claramente o interesse em considerar a hipótese de utilização de paredes resistentes em alvenaria para edifícios de pequeno e médio porte.

(Vasconcelos *et al.*, 2007) conclui que face às vantagens da solução construtiva em alvenaria estrutural, em relação por exemplo ao betão armado (vantagens acústicas, térmicas, economia, sustentabilidade) torna-se premente a mudança de mentalidades e consequentemente a opção por soluções construtivas mais ecológicas.

(dos Santos, 2007) considera que as publicações das versões portuguesas das normas europeias, e correspondentes anexos nacionais, vêm constituir um instrumento bastante potente para um aumento significativo do uso das estruturas em alvenaria em Portugal.

(Lourenço, 2007) apresenta soluções de alvenaria armada com historial de sucesso noutros países desenvolvidos e soluções inovadoras com desenvolvimento em curso. No caso das soluções em alvenaria confinada, o mesmo autor, apresenta realizações recentes em Portugal, que ilustram possibilidades de execução real. Por fim, o autor admite que a replicação de aplicações bem sucedidas em alvenaria estrutural depende agora de produtores, projetistas, donos de obra e construtores, respetivamente por esta ordem de importância.

Espera-se, com esta dissertação, dar um contributo para o conhecimento do comportamento de estruturas em alvenaria resistente, procurando assim contribuir para uma implementação mais significativa em Portugal como uma solução alternativa à tradicional opção em betão armado.

1.2 Enquadramento do Trabalho

Este trabalho visa contribuir para uma área que, até ao presente, não tem merecido a devida atenção por parte da comunidade técnica, ou mesmo das instituições e agentes na formação de técnicos.

Apresentando vantagens económicas e de rapidez de execução em obra, a construção de estruturas usando o método construtivo de alvenaria estrutural poderá assegurar uma mais-valia para o panorama da construção que se prevê para os próximos anos em Portugal. Não são esperadas construções de grandes edifícios, ou de edifícios de grande altura, muito devido à existência de um elevado número de fogos construídos num passado recente, ainda sem a primeira utilização. O mercado mais provável será a adoção de medidas de recuperação, remodelação ou reconstrução de edifícios existentes.

Relativamente a “construção nova”, a aposta será em edifícios de pequeno e médio porte e pavilhões industriais e comerciais devido à atual conjuntura económica e social que marcará a necessidade de desenvolvimento nos próximos anos. Paralelamente, a construção de pequenos edifícios ou mesmo moradias continuará a ser uma necessidade devendo ser uma viável área de mercado para muitas pequenas e médias empresas de construção e empresas de projeto e arquitetura existente no mercado. Assim, prevê-se que, paralelamente ao mercado da reabilitação e reconstrução, o desenvolvimento de procedimentos de cálculo e de recomendações de dimensionamento, de validação da tecnologia construtiva e, a definição de cadernos tipo e de pormenores de execução e estruturas de alvenaria será uma mais-valia e uma boa aposta.

Com base nestes pressupostos, este trabalho pretende ser uma contribuição para o desenvolvimento de soluções em alvenaria estrutural, focando medidas de:

- análise estrutural e desenvolvimento de metodologias de cálculo de paredes de alvenaria sujeitas à aplicação de ações horizontais;
- avaliação do comportamento de vigas em alvenaria de grande vão submetidas à flexão.

Com este segundo ponto, a desenvolver no capítulo 3, pretende-se obter um maior conhecimento do comportamento de vigas a propor para a realização de lintéis sobre aberturas de grande vão (até 2,40 m) esperando assim dar uma contribuição para o conhecimento de uma solução que possa ser alternativa aos métodos construtivos tradicionais, e com o princípio de que a solução resultante seja de execução mais fácil, simples e económica, uma vez que são utilizados os mesmos materiais definidos para a construção das paredes. Por outro lado, utilizando a mesma tecnologia de execução de paredes podem ser conseguidas vantagens de carácter económico, comparativamente a tradicionais opções construtivas utilizadas para a execução de obras de muito pequena dimensão. Refiram-se:

- redução de custos associados à diversidade de mão-de-obra exigida;
- menor complexidade no processo de execução, com a redução da variedade de fornecedores de materiais;
- redução de custos nas despesas de cofragens para a típica execução de pilares em betão armado e outras;
- redução de custos relativamente à opção de suportes metálicos por si só cara, devido ao processo de soldadura ou furação para aparafusamento e da singular experiência exigida para a mão-de-obra.

1.3 Objetivos

O trabalho desenvolvido tem como objetivo geral um primeiro contacto com o dimensionamento e aplicação na construção do método construtivo de alvenaria estrutural.

Essencialmente, com este estudo pretende-se:

- Divulgar a informação específica numa técnica construtiva não lecionada nos cursos de engenharia civil no ISEC;

- Utilizar os conceitos adquiridos em disciplinas da área de mecânica estrutural da licenciatura em engenharia civil para a distribuição de ações horizontais por paredes;
- Fazer uma avaliação das ações atuantes em estruturas para utilização residencial e industrial de acordo com as normas indicadas da regulamentação europeia:
 - Eurocódigo 0 - Bases para projeto de estruturas (NP EN 1990, 2009) (EC0);
 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - parte 1-4: Ações do vento (NP EN 1991-1-4, 2010) (EC1-1-4);
 - Eurocódigo 6 - Projeto de estruturas de alvenaria - Parte1-1: Regras gerais para alvenaria armada e não armada (NP EN 1996-1-1, 2008) (EC6-1-1);
 - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - parte 1-1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios (NP EN 1998-1, 2010) (EC8-1);
- Apresentar e aplicar uma sequência simplificada de cálculo para obtenção das ações horizontais, devido ao vento e sismo, a aplicar em paredes de alvenaria, usando as recomendações dos eurocódigos, no dimensionamento da moradia, definida como caso de estudo do projeto [Alvest](#);
- Apresentar uma solução estrutural para armaduras de vigas de alvenaria e vigas-lintel, comparando com a solução tradicional de armaduras com varões nervurados.
- Executar provetes de alvenaria e realizar ensaios laboratoriais para caracterização mecânica na avaliação da resistência à flexão em provetes de ensaio;
- Apresentar pormenores de construção da referida moradia como caso de estudo, fazendo a devida avaliação de características importantes das vigas de alvenaria sobre as aberturas.

1.4 Organização da dissertação

A dissertação é composta por 5 capítulos e um anexo. No presente capítulo, Capítulo 1, apresenta-se a motivação para a escolha do tema, o enquadramento e os objetivos propostos.

No Capítulo 2, é feita a apresentação e utilização de uma sequência simplificada de cálculo para obtenção das ações horizontais, devido ao vento e sismo, a aplicar em paredes de alvenaria, usando as recomendações dos euro-códigos.

O Capítulo 3, apresenta o programa experimental para caracterização de uma nova solução estrutural de vigas e vigas-lintel com diferentes esquemas e armaduras de reforço e uma comparação com a solução tradicional de armaduras com varões nervurados.

No Capítulo 4 refere-se a descrição da solução adotada para as vigas sobre as aberturas e vigas de cintagem na moradia piloto concebida ao abrigo do projeto [Alvest](#).

Por fim, no Capítulo 5, apresentam-se as principais conclusões, propostas para desenvolvimentos futuros a partir dos estudos efetuados na presente dissertação, bem como um comentário pessoal do autor.

Capítulo 2

Ações horizontais em paredes de alvenaria

2.1 Introdução

À semelhança de alguns trabalhos publicados, como por exemplo ([Vasconcelos et al., 2008](#)), ([Lourenço, 1999](#)), entre outros, este capítulo tem como objetivo a apresentação e aplicação de uma sequência simplificada de cálculo para obtenção das ações horizontais, devido ao vento e sismo, a aplicar em paredes de alvenaria, tendo por base a recente regulamentação europeia, nomeadamente o Eurocódigo 0 - Bases para projeto de estruturas ([NP EN 1990, 2009](#)), o Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - parte 1-4: Ações do vento ([NP EN 1991-1-4, 2010](#)), o Eurocódigo 6 - Projeto de estruturas de alvenaria - Parte 1-1: Regras gerais para alvenaria armada e não armada ([NP EN 1996-1-1, 2008](#)) e o Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - parte 1-1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios ([NP EN 1998-1, 2010](#)).

2.2 Sequência simplificada de cálculo

2.2.1 Descrição do edifício

O edifício usado neste exemplo é uma moradia no Lote 6 da Quinta da Lomba - Casal Comba, Mealhada, construída ao abrigo do projeto [Alvest](#). A construção consiste em duas habitações geminadas, com a particularidade de uma delas ser executada com a estrutura em alvenaria resistente e a outra ser prevista executar em estrutura de betão armado.

2.2.1.1 Geometria

A habitação em alvenaria apresenta dimensões em planta aproximadamente de $10,00 \times 9,90 \text{ m}^2$, com uma altura aproximada de $8,0 \text{ m}$ em dois pisos acima do solo.

Na figura 2.1, apresentam-se de forma genérica as plantas da moradia em alvenaria estrutural.

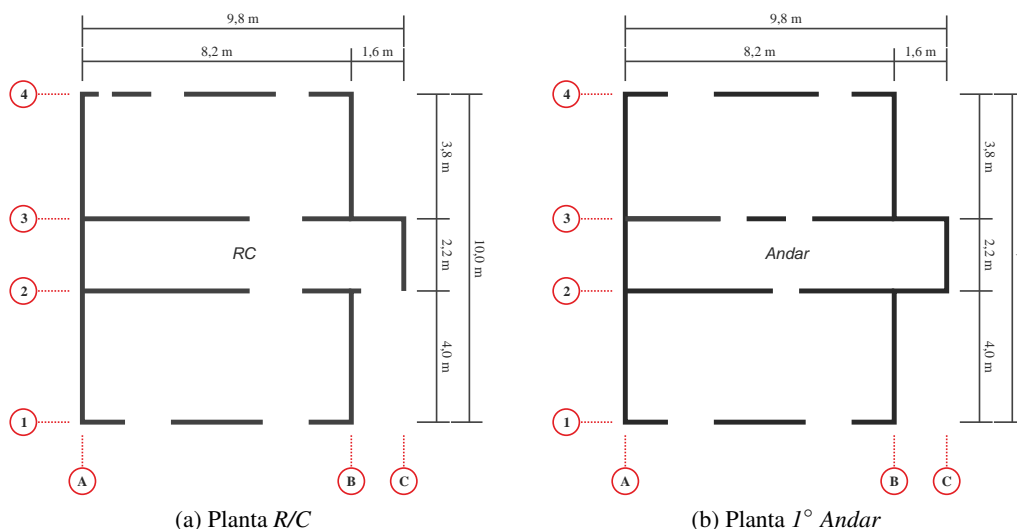


Figura 2.1: Planta genérica da moradia piloto

A construção apresenta um pé-direito de 2,8 m e cobertura de três águas ([Alvest D5.2/5.3, 2013](#)).

Na figura 2.2 são apresentados os alçados e um corte da moradia em estudo.

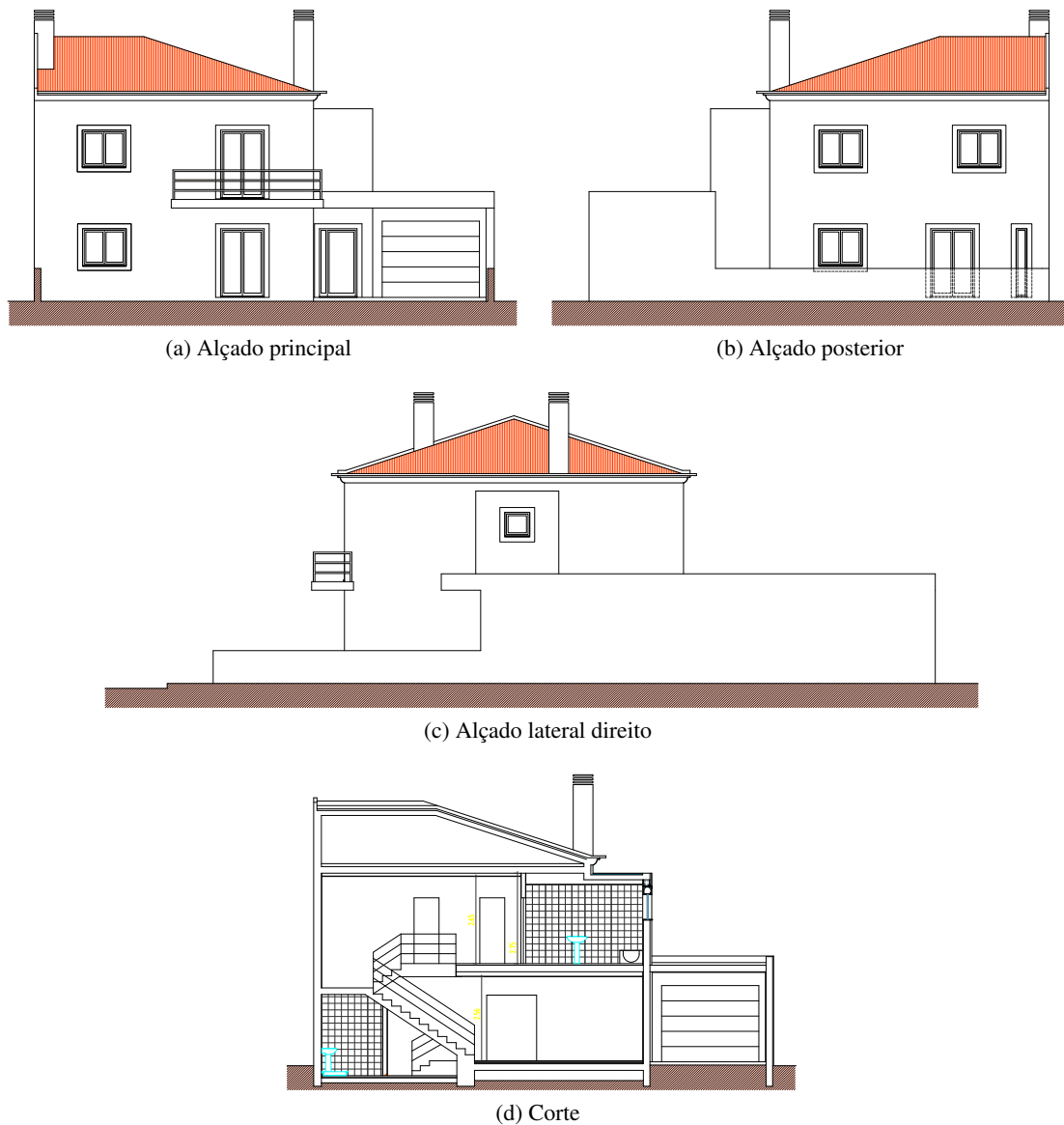


Figura 2.2: Alçados e corte da moradia piloto ([Alvest D5.2/5.3, 2013](#))

2.2.1.2 Solução construtiva

Para a solução construtiva foram preconizados os seguintes materiais ([Alvest D5.1, 2013](#)):

- blocos de betão BEST;
- argamassa de assentamento pré-doseada *M10*;
- betão da classe *C20/25*;
- aço corrente da classe *S400 NR*;

- armadura de junta prefabricada Murfor®.

Todas as paredes da habitação, e indicadas na figura 2.1, foram definidas com função estrutural e executadas com os materiais indicados.

Os pavimentos foram constituídos em laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas com abobadinhas de betão leve.

Para a entrega e apoio das lajes foi utilizado o sistema de apoio sobre viga-cinta. Para o efeito, na ultima fiada de cada piso foram utilizados blocos lintel.

Relativamente à execução das paredes, foi utilizada uma junta horizontal de argamassa descontínua com largura de $40 + 40 \text{ mm}$, ver figura 2.3, devido à espessura média dos septos do bloco BEST ser aproximadamente 40 mm (Marques, 2013).

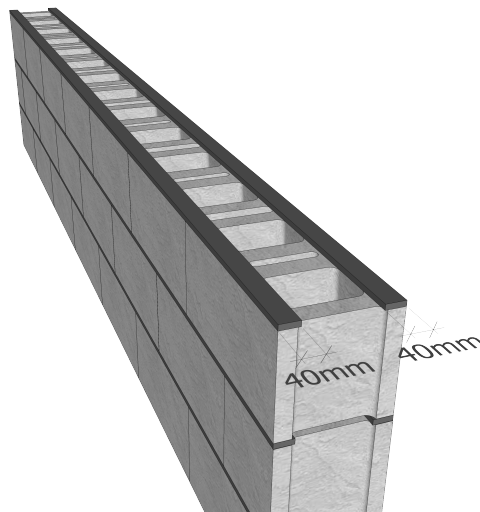


Figura 2.3: Definição da junta horizontal

2.2.2 Ação do vento

2.2.2.1 Valor de referência da velocidade do vento

O valor de referência da velocidade do vento (V_b) deve ser calculado através da equação 2.1 (eq. 4.1, NP EN 1991-1-4, 2010).

$$V_b = V_{b,0} \times C_{dir} \times C_{season} \quad (2.1)$$

Em que:

V_b	valor de referência da velocidade do vento
$V_{b,0}$	valor básico da velocidade de referência do vento
C_{dir}	coeficiente de direção (geralmente igual a 1)
C_{season}	coeficiente de sazão (geralmente igual a 1)

O valor básico da velocidade de referência do vento ($V_{b,0}$) a ser considerado, para cada zona do país, é o constante do quadro 2.1.

Quadro 2.1: Valor básico da velocidade de referência do vento
(Quadro *NA.I*, NP EN 1991-1-4, 2010, Anexo Nacional)

Zona	Descrição	$V_{b,0}$ [m/s]
A	Generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B	27
B	Arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m	30

Aplicação ao caso de estudo:

- $V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ (zona A), de acordo com quadro 2.1
- $C_{dir} = 1$, de acordo com a equação 2.1
- $C_{season} = 1$, de acordo com a equação 2.1

Substituindo na equação 2.1:

$$V_b = V_{b,0} \times C_{dir} \times C_{season} \Leftrightarrow V_b = 27 \times 1 \times 1 = 27 \text{ m/s}$$

2.2.2.2 Velocidade média do vento a uma altura z acima do solo

O valor de referência da velocidade média do vento a uma altura z acima do solo ($V_m(z)$) deverá ser calculado através da equação 2.2 (eq. 4.3, NP EN 1991-1-4, 2010).

$$V_m(z) = V_b \times C_r(z) \times C_o(z) \quad (2.2)$$

Em que:

- $V_m(z)$ velocidade média do vento a uma altura z acima do solo
- V_b valor de referência da velocidade do vento
- $C_r(z)$ coeficiente de rugosidade
- $C_o(z)$ coeficiente de orografia (geralmente igual a 1)

O coeficiente de rugosidade ($C_r(z)$) deve ser determinado através da figura 2.4, para o caso de $C_o(z) = 1$, onde está em função da altura acima do solo e da categoria do terreno. As quatro categorias de terreno são caracterizadas no quadro 2.2.

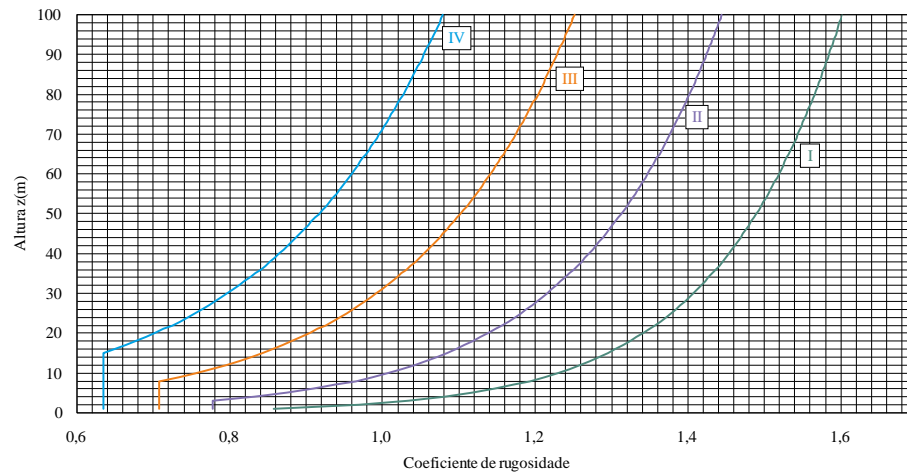


Figura 2.4: Coeficiente de rugosidade ($C_r(z)$) (Fig. NA.I, NP EN 1991-1-4, 2010, Anexo Nacional)

Quadro 2.2: Categorias de terreno (Quadro NA – 4.1, NP EN 1991-1-4, 2010, Anexo Nacional)

Categoria de terreno	
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m

Aplicação ao caso de estudo:

- Categoria do terreno: *III* (zona suburbana), de acordo com o quadro 2.2
- Altura do edifício: $h = 8\text{ m}$, definido em projeto
- $C_o(z) = 1$, de acordo com a equação 2.2
- $C_r(z) = 0,708$ (ver figura 2.5)

Substituindo na equação 2.2:

$$V_m(z) = V_b \times C_r(z) \times C_o(z) \Leftrightarrow V_m(z) = 27 \times 0,708 \times 1 = 19,116\text{ m/s}$$

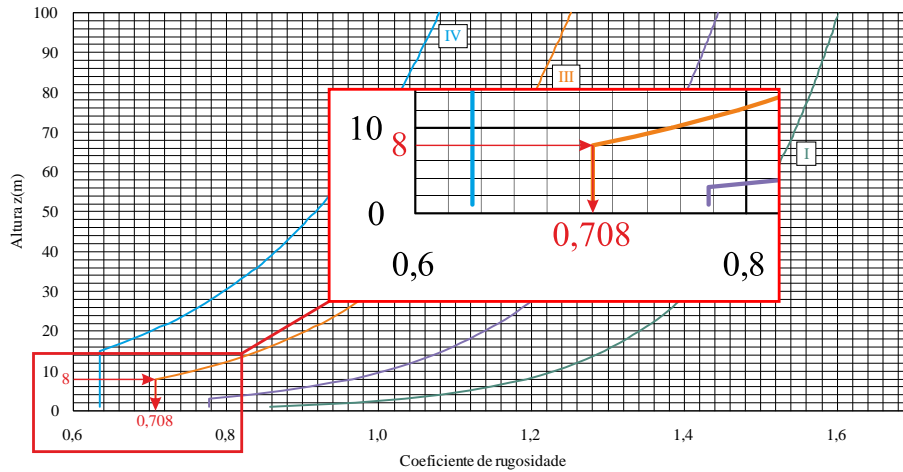


Figura 2.5: Determinação do coeficiente de rugosidade ($C_r(z)$)

2.2.2.3 Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico à altura z ($q_p(z)$) deverá ser calculada através da equação 2.3 (eq. 4.8, NP EN 1991-1-4, 2010).

$$q_p(z) = C_e(z) \times q_b \quad (2.3)$$

Em que:

- $q_p(z)$ pressão dinâmica de pico à altura z
- $C_e(z)$ coeficiente de exposição
- q_b pressão dinâmica de referência (ver equação 2.4)

O perfil de pressão dinâmica a considerar depende da relação h/b . Os três casos possíveis estão indicados na figura 2.6.

O coeficiente de exposição ($C_e(z)$) deve ser determinado através da figura 2.7, onde está em função da altura acima do solo e da categoria do terreno.

A pressão dinâmica de referência (q_b) deverá ser calculada através da equação 2.4 (eq. 4.10, NP EN 1991-1-4, 2010).

$$q_b = \frac{\rho_{ar} \times V_b^2}{2} \quad (2.4)$$

Em que:

- q_b pressão dinâmica de referência
- ρ_{ar} massa volúmica do ar
- V_b valor de referência da velocidade do vento (ver equação 2.1)

O valor recomendado para a massa volúmica do ar (ρ_{ar}) é de $1,25 \text{ kg/m}^3$ (4.5 – NOTA 2, NP EN 1991-1-4, 2010).

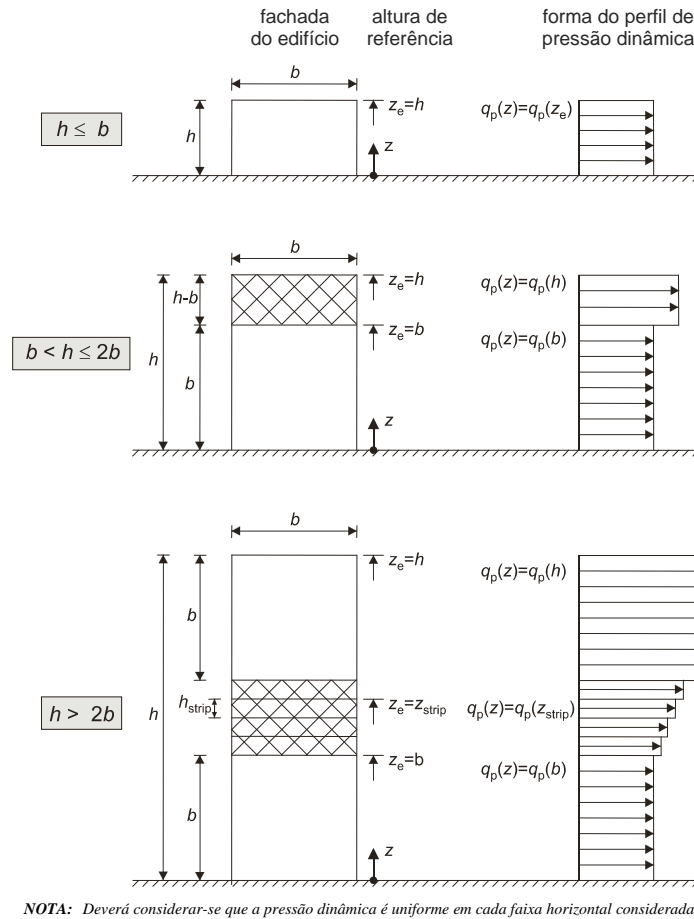


Figura 2.6: Altura de referência Z_e em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica (Fig. 7.4, NP EN 1991-1-4, 2010)

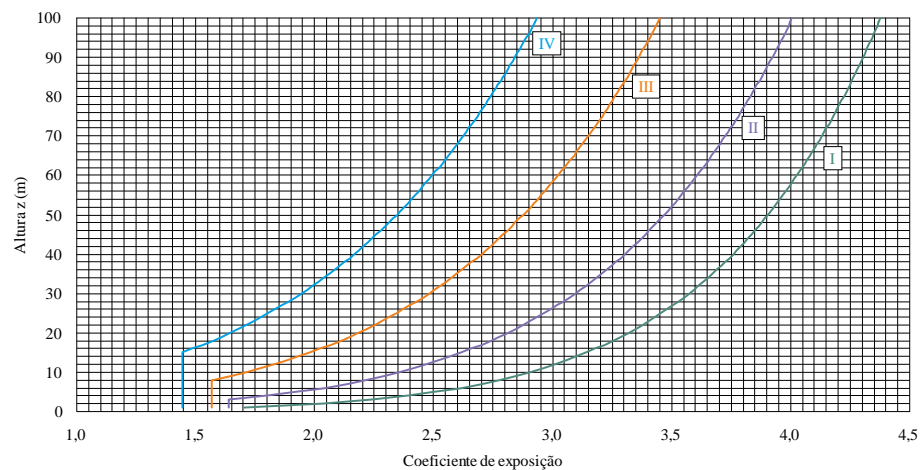
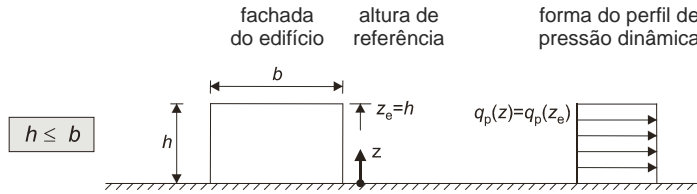


Figura 2.7: Coeficiente de exposição ($C_e(z)$) (Fig. NA.I, NP EN 1991-1-4, 2010, Anexo Nacional)

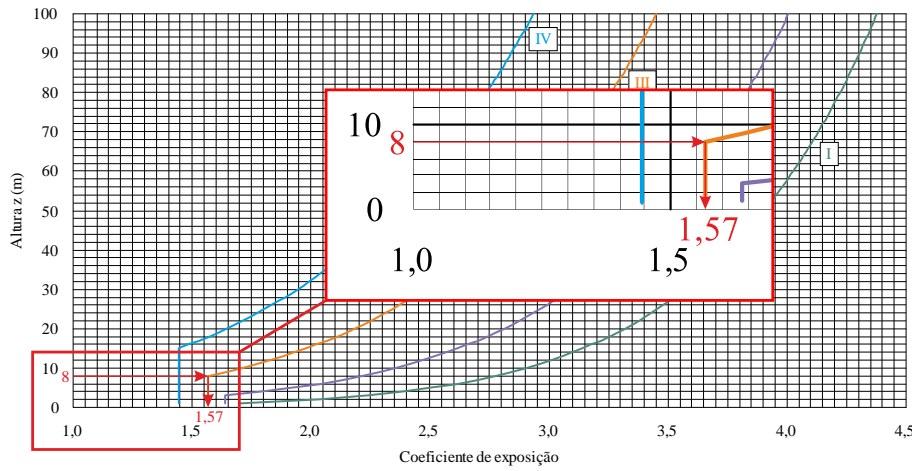
Aplicação ao caso de estudo:

- Categoria do terreno: *III* (zona suburbana), de acordo com o quadro 2.2
- Altura do edifício: $h = 8 \text{ m}$, definido em projeto

- Larguras do edifício:
 - Alçado principal/posterior: $b = 9,8 \text{ m}$, de acordo com a figura 2.1
 - Alçado lateral direito/esquerdo: $b = 10 \text{ m}$, de acordo com a figura 2.1
- Altura de referência: $z = z_e = h = 8 \text{ m}$


 Figura 2.8: Determinação da altura de referência Z_e

- $C_e(z) = 1,57$ (ver figura 2.9)


 Figura 2.9: Determinação do coeficiente de exposição ($C_e(z)$)

- $q_b = 455,63 \text{ N/m}^2$, de acordo com a equação 2.4

$$q_b = \frac{\rho_{ar} \times V_b^2}{2} \Leftrightarrow q_b = \frac{1,25 \times 27^2}{2} = 455,63 \text{ N/m}^2$$

Substituindo na equação 2.3:

$$q_p(z) = C_e(z) \times q_b \Leftrightarrow q_p(z) = 1,57 \times 455,63 = 715,33 \text{ N/m}^2 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

2.2.2.4 Pressão exercida pelo vento

- Pressão exterior

A pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores (w_e) deverá ser obtida através da equação 2.5 (eq. 5.1, NP EN 1991-1-4, 2010).

$$w_e = q_p(z) \times C_{pe} \quad (2.5)$$

Em que:

- w_e pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores
- $q_p(z)$ pressão dinâmica de pico à altura z (ver equação 2.3)
- C_{pe} coeficiente de pressão exterior

As zonas em paredes verticais a adotar então ilustradas na figura 2.10 (Fig. 7.5, NP EN 1991-1-4, 2010).

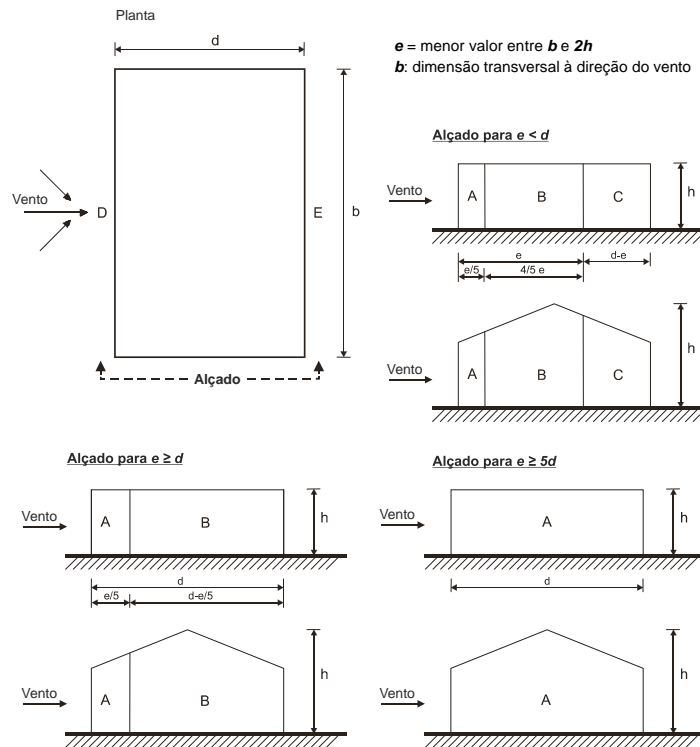


Figura 2.10: Zonas em paredes verticais (Fig. 7.5, NP EN 1991-1-4, 2010)

O coeficiente de pressão exterior (C_{pe}) deve ser determinado através do procedimento presente na figura 2.11 (Fig. 7.2, NP EN 1991-1-4, 2010).

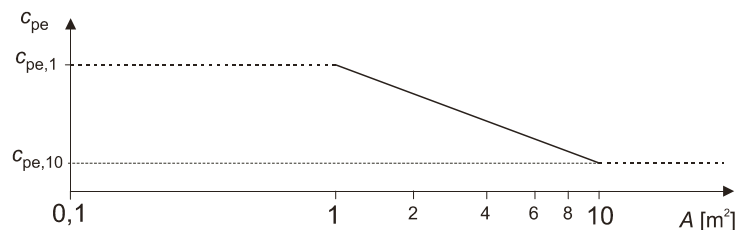


Figura 2.11: Procedimento recomendado para a determinação do C_{pe} em edifícios, para uma superfície carregada (A) compreendida entre 1 e 10 m^2 (Fig. 7.2, NP EN 1991-1-4, 2010)

A figura 2.11 é baseada na equação 2.6, para $1 m^2 < A < 10 m^2$.

$$C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \log_{10} A \quad (2.6)$$

Em que:

- C_{pe} coeficiente de pressão exterior
- $C_{pe,1}$ coeficiente de pressão exterior (coeficiente local) (ver quadro 2.3)
- $C_{pe,10}$ coeficiente de pressão exterior (coeficiente global) (ver quadro 2.3)
- A superfície carregada

Os coeficientes globais, $C_{pe,1}$ e $C_{pe,10}$, são fornecidos no quadro 2.3.

Quadro 2.3: Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (Quadro 7.1, NP EN 1991-1-4, 2010).

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3	-0,3

Aplicação ao caso de estudo:

→ Zonas em paredes:

– Alçado principal/posterior:

$$\left. \begin{array}{l} e = 9,8 \text{ m} \\ d = 10 \text{ m} \end{array} \right\} e < d$$

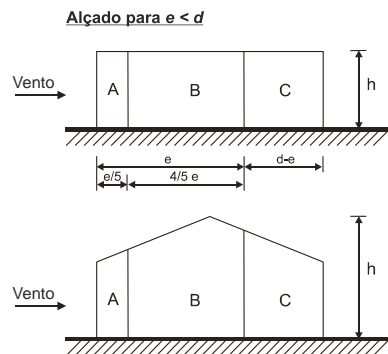


Figura 2.12: Zonas do alçado principal/posterior

Quadro 2.4: Determinação das dimensões das zonas do alçado principal/posterior

Zona	Largura (m)	Altura (m)	Área (m ²)
A	1,88	8,00	15,04
B	7,52	8,00	60,16
C	0,60	8,00	4,80
D	9,40	8,00	75,20
E	9,40	8,00	75,20

– Alçado lateral direito/esquerdo:

$$\left. \begin{array}{l} e = 10 \text{ m} \\ d = 9,8 \text{ m} \end{array} \right\} e \geq d$$

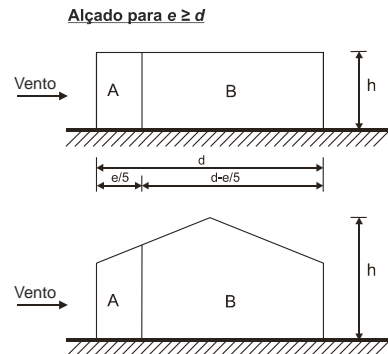


Figura 2.13: Zonas do alçado lateral direito/esquerdo

Quadro 2.5: Determinação das dimensões das zonas do alçado lateral direito/esquerdo

Zona	Largura (m)	Altura (m)	Área (m ²)
A	2,00	8,00	16,00
B	7,40	8,00	59,20
D	10,00	8,00	80,00
E	10,00	8,00	80,00

→ Coeficiente de pressão exterior:

Na maioria dos casos as áreas são superiores a 10 m², tomando o C_{pe} o valor do $C_{pe,10}$. Porém, nos Alçados principal e posterior a área da zona C tem um valor entre 1 m² e 10 m², tomando o C_{pe} o seguinte valor: $C_{pe} = -0,5 - (-0,5 + 0,5) \times \log_{10}(4,80) = -0,5$, de acordo com a equação 2.6.

Quadro 2.6: Determinação dos coeficientes de pressão exterior (C_{pe})

Zona	Alçado principal/posterior	Alçado lateral direito/esquerdo
A	-1,2	-1,2
B	-0,8	-0,8
C	-0,5	
D	+0,8	+0,8
E	-0,5	-0,5
h/d	0,80 ≈ 1	0,85 ≈ 1

Como a relação entre h e d é muito próxima de 1, de forma conservativa os valores de $C_{pe,10}$ e $C_{pe,1}$ tomaram os valores relativos a uma relação $h/d = 1$.

Substituindo na equação 2.5 foram obtidos os valores apresentados no quadro 2.7:

Quadro 2.7: Determinação da pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores (w_e)

Zona	Alçado principal/posterior $w_e [kN/m^2]$	Alçado lateral direito/esquerdo $w_e [kN/m^2]$
A	$0,72 \times (-1,2) = -0,86$	$0,72 \times (-1,2) = -0,86$
B	$0,72 \times (-0,8) = -0,57$	$0,72 \times (-0,8) = -0,57$
C	$0,72 \times (-0,5) = -0,36$	
D	$0,72 \times (+0,8) = +0,57$	$0,72 \times (+0,8) = +0,57$
E	$0,72 \times (-0,5) = -0,36$	$0,72 \times (-0,5) = -0,36$

Na figura 2.14, são apresentados os valores do quadro 2.7 no edifício em estudo.

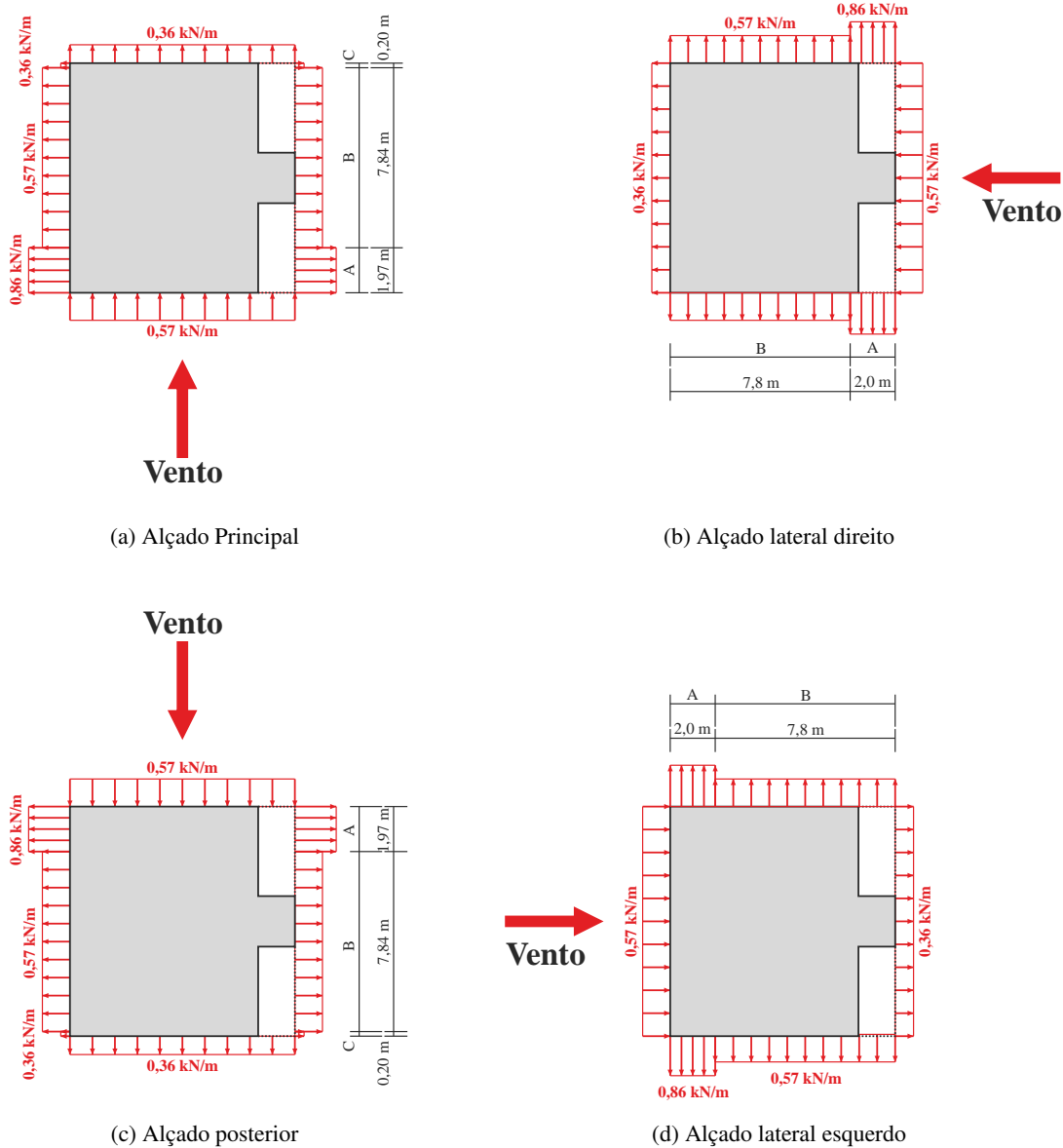


Figura 2.14: Pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores

- Pressão interior

A pressão exercida pelo vento em superfícies interiores (w_i) deverá ser obtida através da equação 2.7 (eq. 5.2, NP EN 1991-1-4, 2010).

$$w_i = q_p(z) \times C_{pi} \quad (2.7)$$

Em que:

w_i	pressão exercida pelo vento em superfícies interiores
$q_p(z)$	pressão dinâmica de pico à altura z (ver equação 2.3)
C_{pi}	coeficiente de pressão interior

O valor do coeficiente de pressão interior (C_{pi}) é determinado dependendo da existência, ou não, de uma face predominante do edifício. Uma face é considerada predominante quando a área das aberturas nessa face é pelo menos o dobro da área das aberturas, e de outras vias de passagem de ar, nas faces restantes do edifício considerado.

→ Existência de face predominante

No caso de existir uma face predominante, o C_{pi} toma o valor da equação 2.8 ou da equação 2.9 (7.2.9(5), NP EN 1991-1-4, 2010). Assim, se:

- ★ A área das aberturas na face predominante é igual ao dobro da área das aberturas nas faces restantes

$$C_{pi} = 0,75 \times C_{pe} \quad (2.8)$$

Em que:

C_{pi}	coeficiente de pressão interior
C_{pe}	coeficiente de pressão exterior

- ★ A área das aberturas na face predominante é igual a, pelo menos, três vezes a área das aberturas nas faces restantes

$$C_{pi} = 0,90 \times C_{pe} \quad (2.9)$$

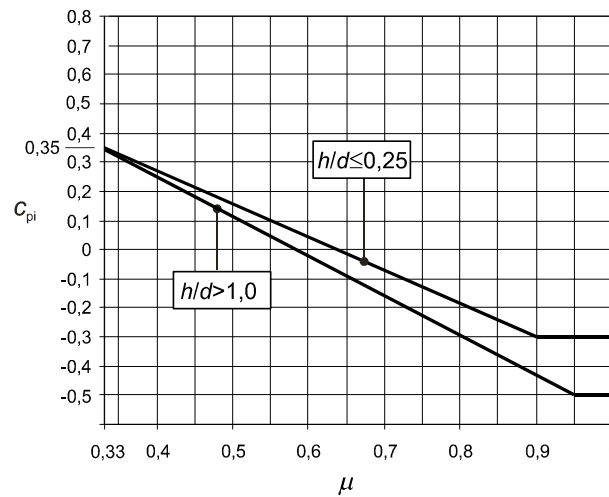
Em que:

C_{pi}	coeficiente de pressão interior
C_{pe}	coeficiente de pressão exterior

NOTA: Quando a área das aberturas na face predominante está compreendida entre 2 e 3 vezes a área das aberturas nas faces restante, poderá ser efetuada uma interpolação linear.

→ Edifício sem face predominante

O C_{pi} deverá ser determinado através da figura 2.15, sendo função do quociente entre a altura e a profundidade do edifício, h/d , e do índice de aberturas μ para cada direção do vento θ , que deverá ser determinado através da equação 2.10 (eq. 7.3, NP EN 1991-1-4, 2010).



NOTA: Para valores de h/d entre 0,25 e 1,0 poderá efectuar-se uma interpolação linear.

Figura 2.15: Coeficientes de pressão interior no caso de aberturas uniformemente distribuídas (Fig. 7.13, NP EN 1991-1-4, 2010)

$$\mu = \frac{\sum (\text{área das aberturas em que } C_{pe} < 0)}{\sum (\text{área de todas as aberturas})} \quad (2.10)$$

NOTA: Quando não seja possível calcular o valor de μ para um determinado caso, ou tal cálculo não se considere justificado, o coeficiente C_{pi} deverá ser considerado com o valor mais gravoso de entre +0,2 e -0,3.

Aplicação ao caso de estudo:

→ Área das aberturas

Quadro 2.8: Determinação da área das aberturas nos alçados

Alçado	Área [m^2]
Principal	13,56
Lateral direito	0,64
Posterior	6,48
Lateral esquerdo	0,00
Total	20,68

Contabilizando as áreas das aberturas, para cada alçado, conclui-se que o edifício não tem uma face predominante.

→ Coeficiente de pressão interior:

Substituindo na equação 2.10, obtiveram-se os valores apresentados no quadro 2.9.

Quadro 2.9: Determinação do índice de aberturas e respetivo coeficiente de pressão interior

Alçado	μ	C_{pi}
Principal	$\frac{20,68 - 13,56}{20,68} = 0.344$	+0,35
Lateral direito	$\frac{20,68 - 0,64}{20,68} = 0.969$	-0,50
Posterior	$\frac{20,68 - 6,48}{20,68} = 0.687$	-0,15
Lateral esquerdo	$\frac{20,68 - 0}{20,68} = 1.000$	-0,50

Substituindo na equação 2.7, obtiveram-se os valores apresentados no quadro 2.10.

Quadro 2.10: Determinação da pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores (w_i)

Alçado	w_i [kN/m^2]
Principal	$0,72 \times (+0,35) = +0,25$
Lateral direito	$0,72 \times (-0,50) = -0,36$
Posterior	$0,72 \times (-0,15) = -0,11$
Lateral esquerdo	$0,72 \times (-0,50) = -0,36$

Nas figuras 2.16 e 2.17, são apresentados os valores do quadro 2.10 no edifício em estudo.

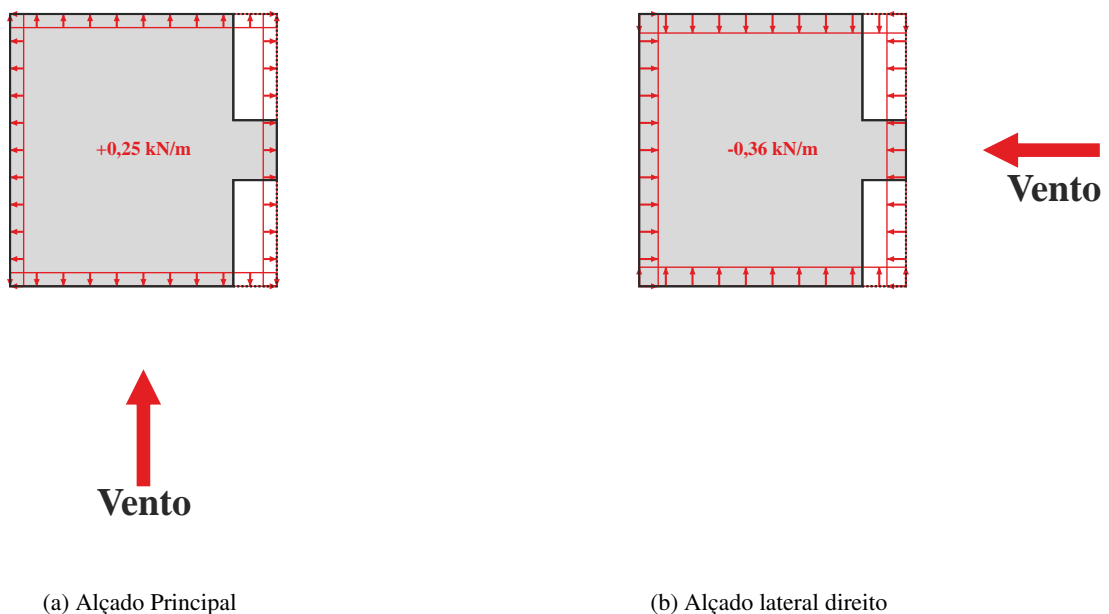


Figura 2.16: Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores (Alçado Principal e lateral direito)

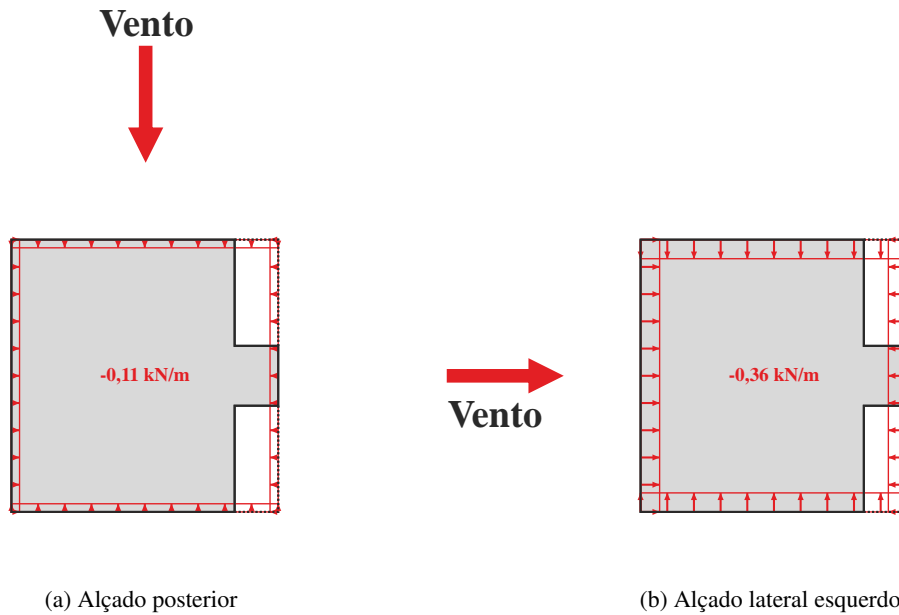


Figura 2.17: Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores (Alçado posterior e lateral esquerdo)

2.2.2.5 Força exercida pelo vento

- Força exterior

A força exterior exercida pelo vento sobre uma construção ou elemento de construção ($F_{w,e}$) deverá ser obtida através da equação 2.11 (eq. 5.5, NP EN 1991-1-4, 2010).

$$F_{w,e} = c_s c_d \times \sum (w_e \times A_{ref}) \quad (2.11)$$

Em que:

$F_{w,e}$	força exterior exercida pelo vento sobre uma construção ou elemento de construção
$c_s c_d$	coeficiente estrutural
w_e	pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores (ver equação 2.5)
A_{ref}	área de referência da superfície individual

O valor do coeficiente estrutural ($c_s c_d$) poderá ser considerado igual a 1 para os seguintes casos (6.2(1), NP EN 1991-1-4, 2010):

- edifícios de altura inferior a 15 m;
- elementos de fachada e de cobertura cuja frequência própria seja superior a 5 Hz;
- edifícios de estrutura porticada que contenha paredes resistentes e cuja a altura seja inferior a 100 m e a 4 vezes a dimensão do edifício na direção do vento;
- chaminés de secções transversais circulares e com uma altura inferior a 60 m e a 6,5 vezes o seu diâmetro.

Aplicação ao caso de estudo:

→ Áreas de referência do alçado principal/posterior:

– Área de referência 1 (1,5 m acima e abaixo de cada piso):

$$A_{ref1} = 3,0 \times 9,4 = 28,2 \text{ m}^2$$

– Área de referência 2 (1,5 m abaixo do último piso e altura do telhado):

$$A_{ref2} = 3,5 \times 9,4 = 32,9 \text{ m}^2$$

→ Áreas de referência do alçado lateral direito/esquerdo:

– Área de referência 1 (1,5 m acima e abaixo de cada piso):

$$A_{ref1} = 3,0 \times 10,0 = 30,0 \text{ m}^2$$

– Área de referência 2 (1,5 m abaixo do último piso e altura do telhado):

$$A_{ref2} = 3,5 \times 10,0 = 35,0 \text{ m}^2$$

Substituindo na equação 2.11, obtiveram-se os valores apresentados no quadro 2.11.

Quadro 2.11: Determinação da força exterior exercida pelo vento sobre cada piso

Piso	Zona	Alçado principal/posterior $F_{w,e}$ [kN]	Alçado lateral direito/esquerdo $F_{w,e}$ [kN]
1	D	$1,00 \times (+)0,57 \times 28,20 = (+)16,07$	$1,00 \times (+)0,57 \times 30,0 = (+)17,10$
2	D	$1,00 \times (+)0,57 \times 32,90 = (+)18,75$	$1,00 \times (+)0,57 \times 35,0 = (+)19,95$
1	E	$1,00 \times (-)0,36 \times 28,20 = (-)10,15$	$1,00 \times (-)0,36 \times 30,0 = (-)10,80$
2	E	$1,00 \times (-)0,36 \times 32,90 = (-)11,84$	$1,00 \times (-)0,36 \times 35,0 = (-)12,60$

- Força interior

A força interior exercida pelo vento sobre uma construção ou elemento de construção ($F_{w,i}$) deverá ser obtida através da equação 2.12 (eq. 5.6, NP EN 1991-1-4, 2010).

$$F_{w,i} = \sum (w_i \times A_{ref}) \quad (2.12)$$

Em que:

- $F_{w,i}$ força interior exercida pelo vento sobre uma construção ou elemento de construção
- w_i pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores (ver equação 2.7)
- A_{ref} área de referência da superfície individual

Aplicação ao caso de estudo:

→ Áreas de referência do alçado principal/posterior:

– Área de referência 1 (1,5 m acima e abaixo de cada piso):

$$A_{ref1} = 3,0 \times 9,4 = 28,2 \text{ m}^2$$

– Área de referência 2 (1,5 m abaixo do último piso):

$$A_{ref2} = 1,5 \times 9,4 = 14,1 \text{ m}^2$$

→ Áreas de referência do alçado lateral direito/esquerdo:

– Área de referência 1 (1,5 m acima e abaixo de cada piso):

$$A_{ref1} = 3,0 \times 10,0 = 30,0 \text{ m}^2$$

– Área de referência 2 (1,5 m abaixo do último piso):

$$A_{ref2} = 1,5 \times 10,0 = 15,0 \text{ m}^2$$

Substituindo na equação 2.12, obtiveram-se os valores apresentados no quadro 2.12.

Quadro 2.12: Determinação da força interior exercida pelo vento sobre cada piso

Alçado	Piso	$F_{w,i}$ [kN]
principal	1	$1 \times (+)0,25 \times 28,2 = (+)7,05$
lateral direito	1	$1 \times (-)0,36 \times 30,0 = (-)10,80$
posterior	1	$1 \times (-)0,11 \times 28,2 = (-)3,10$
lateral esquerdo	1	$1 \times (-)0,36 \times 30,0 = (-)10,80$
principal	2	$1 \times (+)0,25 \times 14,1 = (+)3,53$
lateral direito	2	$1 \times (-)0,36 \times 15,0 = (-)5,40$
posterior	2	$1 \times (-)0,11 \times 14,1 = (-)1,55$
lateral esquerdo	2	$1 \times (-)0,36 \times 15,0 = (-)5,40$

- Força resultante

A força exercida pelo vento sobre uma construção ou elemento de construção (F_w) poderá ser determinada pela soma vetorial das forças $F_{w,e}$ e $F_{w,i}$. No caso de elementos (paredes, coberturas), F_w é igual à diferença entre as forças resultantes exterior e interior.

Aplicação ao caso de estudo:

A força resultante sobre cada piso, para todos os alçados, é apresentada no quadro 2.13.

Quadro 2.13: Determinação da força resultante exercida pelo vento sobre cada piso

Alçado	Piso	F_w [kN]
principal	1	$16,07 - 7,05 + 7,05 + 10,15 = 12,12$
lateral direito	1	$17,10 + 10,80 - 10,80 + 10,80 = 49,50$
posterior	1	$16,07 + 3,10 - 3,10 + 10,15 = 32,42$
lateral esquerdo	1	$17,10 + 10,80 - 10,80 + 10,80 = 49,50$
principal	2	$18,75 - 3,53 + 3,53 + 11,84 = 23,53$
lateral direito	2	$19,95 + 5,40 - 5,40 + 12,60 = 43,35$
posterior	2	$18,75 + 1,55 - 1,55 + 11,84 = 33,69$
lateral esquerdo	2	$19,95 + 5,40 - 5,40 + 12,60 = 43,35$

A figura 2.18 esquematiza os valores apresentados no quadro 2.13.

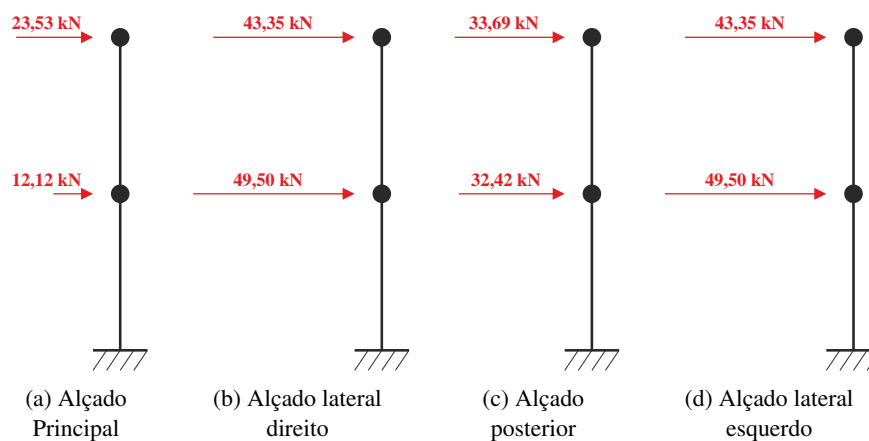


Figura 2.18: Força resultante exercida pelo vento sobre cada piso

2.2.3 Ação sísmica

2.2.3.1 Zonas sísmicas e aceleração máxima de referência

O zonamento sísmico para Portugal continental, arquipélago da Madeira e arquipélago dos Açores, está ilustrado nas figuras 2.19, 2.20 e 2.21, respetivamente, e é definido por zonas.

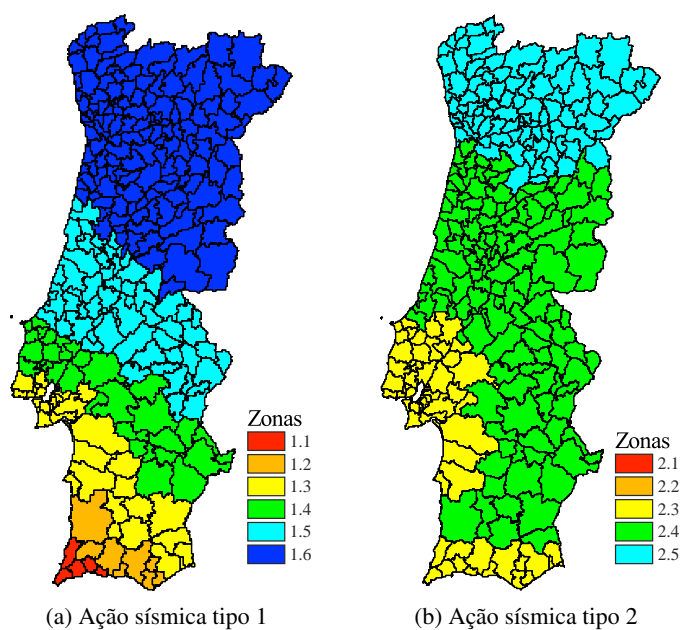


Figura 2.19: Zonamento sísmico em Portugal Continental
(Fig. *N.A.I.*, NP EN 1998-1, 2010, Anexo Nacional)

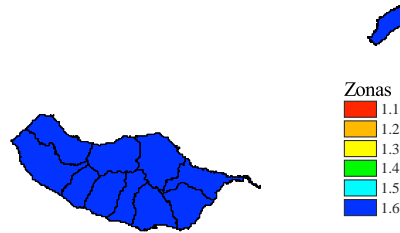


Figura 2.20: Zonamento sísmico no arquipélago da Madeira
(Fig. *NA.II*, NP EN 1998-1, 2010, Anexo Nacional)

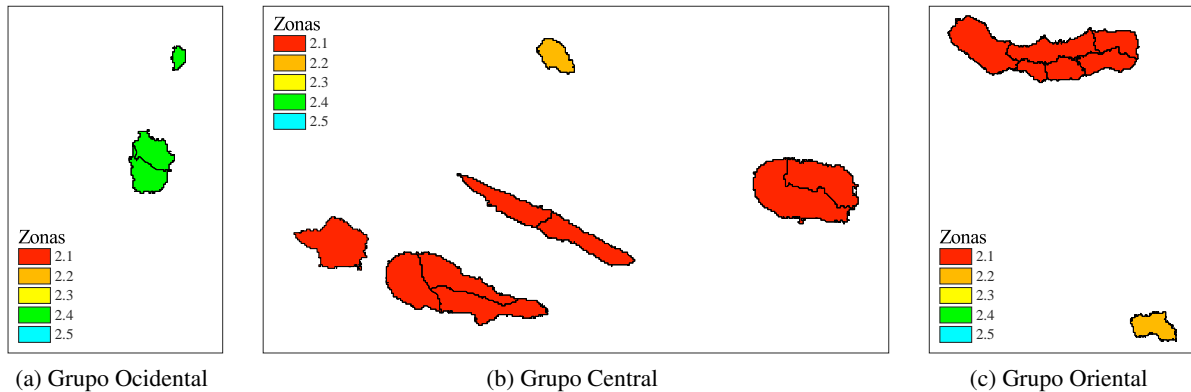


Figura 2.21: Zonamento sísmico no arquipélago dos Açores
(Fig. *NA.III*, NP EN 1998-1, 2010, Anexo Nacional)

É ainda de referir que para Portugal continental são considerados os dois tipos de ação sísmica. Para o arquipélago da Madeira é apenas necessário considerar a ação sísmica Tipo 1 e para o arquipélago dos Açores a ação sísmica Tipo 2.

Os valores da aceleração máxima de referência (a_{gR}) para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica a considerar são os indicados no quadro 2.14.

Quadro 2.14: Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas
(Quadro *NA.I*, NP EN 1998-1, 2010, Anexo Nacional)

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR} [m/s^2]$	Zona Sísmica	$a_{gR} [m/s^2]$
1.1	2,50	2.1	2,50
1.2	2,00	2.2	2,00
1.3	1,50	2.3	1,70
1.4	1,00	2.4	1,10
1.5	0,60	2.5	0,80
1.6	0,35	—	—

Aplicação ao caso de estudo:

Uma vez que o edifício considerado será construído no concelho da Mealhada, os parâmetros sísmicos correspondentes são apresentados no quadro 2.15.

Quadro 2.15: Zonas sísmicas e aceleração máxima de referência correspondente

Código	Designação	Ação tipo 1		Ação tipo 2	
		Zona	a_{gR}	Zona	a_{gR}
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1308	Matosinhos	1.6	0,35	2.5	0,8
0111	Mealhada	1.6	0,35	2.4	1,1
0909	Meda	1.6	0,35	2.5	0,8
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

2.2.3.2 Tipo de terreno

Os tipos de terreno são apresentados no quadro 2.16, descritos por perfis estratigráficos e alguns parâmetros.

O terreno deverá ser classificado com o valor da velocidade média das ondas de corte ($\nu_{s,30}$), se disponível. Caso contrário, deverá utilizar-se o valor do número de pancadas do ensaio de penetração dinâmico (N_{SPT}) (3.1.2(2), NP EN 1998-1, 2010).

É de salientar que não há dispensa de prospeção adicional do terreno no caso de construções que não reúnam cumulativamente as seguintes condições (NA – 3.1.1(4), NP EN 1998-1, 2010, Anexo Nacional):

- não estarem situadas em locais cujas condições do terreno correspondam aos tipos de terreno especiais $S1$ ou $S2$;
- pertencerem às classes de importância I ou II ;
- terem uma área de construção igual ou inferior a 1000 m^2 ;
- terem um número de pisos acima do terreno envolvente igual ou inferior a 4.

Aplicação ao caso de estudo:

- Tipo de terreno: B , definido no projeto

Quadro 2.16: Tipos de terreno (Quadro 3.1, NP EN 1998-1, 2010)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$\nu_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [pancadas/30 cm]	c_u [kPa]
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	—	—
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de ν_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $\nu_s > 800$ m/s			
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	—	10 – 20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S1			

2.2.3.3 Classe de importância

As definições de classes de importância são apresentadas no quadro 2.17.

Quadro 2.17: Classes de importância para edifícios (Quadro 4.3, NP EN 1998-1, 2010)

Classe	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc

Aplicação ao caso de estudo:

- Classe de importância: *II* (edifício corrente), de acordo com o quadro 2.17

2.2.3.4 Coeficiente de importância

Os coeficientes de importância (γ_I) a adotar são indicados no quadro 2.18.

Quadro 2.18: Coeficientes de importância para edifícios γ_I
(Quadro *NA.II*, NP EN 1998-1, 2010, Anexo Nacional)

Classe de importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
<i>I</i>	0,65	0,75	0,85
<i>II</i>	1,00	1,00	1,00
<i>III</i>	1,45	1,25	1,15
<i>IV</i>	1,95	1,50	1,35

Aplicação ao caso de estudo:

- Classe de importância: *II* (edifício corrente), de acordo com o quadro 2.17
- $\gamma_I = 1,00$ (para ambas as ações sísmicas), de acordo com o quadro 2.18

2.2.3.5 Valor de cálculo da aceleração

O valor de cálculo da aceleração (a_g) poderá ser determinado pela equação 2.13 (3.2.1(3), NP EN 1998-1, 2010).

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad (2.13)$$

Em que:

- a_g valor de cálculo da aceleração
- a_{gR} aceleração máxima de referência (ver ponto 2.2.3.1)
- γ_I coeficiente de importância (ver ponto 2.2.3.4)

Aplicação ao caso de estudo:

- Ação sísmica tipo 1
 $a_g = 0,35 \times 1,00 = 0,35 \text{ m/s}^2$, de acordo com a equação 2.13
- Ação sísmica tipo 2
 $a_g = 1,10 \times 1,00 = 1,10 \text{ m/s}^2$, de acordo com a equação 2.13

2.2.3.6 Coeficiente de comportamento

O valor máximo do coeficiente de comportamento (q_c) para cada tipo de construção é o indicado no quadro 2.19.

Quadro 2.19: Tipos de construção e valores máximos dos coeficientes de comportamento (Quadro NA – 9.1, NP EN 1998-1, 2010, Anexo Nacional)

Tipo de Construção	Grupo das unidades	Coeficiente de comportamento
Alvenaria simples	Grupo 1	1,5
Alvenaria confinada	Grupo 2, 3 e 4	2,0
	Grupo 1	2,5
Alvenaria armada	Grupo 2, 3 e 4	2,5
	Grupo 1	3,0

Caso o sistema de alvenaria adotado conferir à estrutura uma ductilidade melhorada, os coeficientes de comportamento apenas poderão ser superiores aos indicados no quadro 2.19, desde que o sistema esteja homologado por entidade nacional legalmente habilitada e o respetivo documento de homologação defina os valores dos coeficientes de comportamento a utilizar.

Aplicação ao caso de estudo:

- Tipo de construção: Alvenaria armada, definido no projeto
- Grupo das unidades: *Grupo* 2, definido no projeto
- $q_c = 2,5$, de acordo com o quadro 2.19

2.2.3.7 Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica

- Parâmetros horizontais

Os parâmetros definidores do espectro de resposta elástica (S_{max} , T_B , T_C e T_D) a ser adotados estão presentes no quadro 2.20.

Quadro 2.20: Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica (Quadros NA – 3.2 e NA – 3.3, NP EN 1998-1, 2010, Anexo Nacional)

Tipo de terreno	S_{max}	Ação sísmica Tipo 1			Ação sísmica Tipo 2		
		T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,00	0,10	0,60	2,00	0,10	0,25	2,00
B	1,35	0,10	0,60	2,00	0,10	0,25	2,00
C	1,60	0,10	0,60	2,00	0,10	0,25	2,00
D	2,00	0,10	0,80	2,00	0,10	0,30	2,00
E	1,80	0,10	0,60	2,00	0,10	0,25	2,00

Aplicação ao caso de estudo:

Para o edifício em estudo, os parâmetros definidores do espectro de resposta elástica horizontais adotados estão presentes no quadro 2.21, de acordo com o quadro 2.20.

Quadro 2.21: Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica adotados

Tipo de terreno	S_{max}	Ação sísmica Tipo 1			Ação sísmica Tipo 2		
		T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
B	1,35	0,10	0,60	2,00	0,10	0,25	2,00

- Parâmetros verticais

Os parâmetros definidores do espectro de resposta elástica verticais a ser adotados estão presentes no quadro 2.22.

Quadro 2.22: Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica verticais
(Quadro NA – 3.4, NP EN 1998-1, 2010, Anexo Nacional)

Ação sísmica	a_{vg} [m/s^2]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Tipo 1	$0,75 \times a_g$	0,05	0,25	1,00
Tipo 2	$0,95 \times a_g$	0,05	0,15	1,00

Aplicação ao caso de estudo:

Para o edifício em estudo, os parâmetros definidores do espectro de resposta elástica verticais adotados estão presentes no quadro 2.23, de acordo com o quadro 2.22.

Quadro 2.23: Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica verticais adotados

Ação sísmica	a_{vg} [m/s^2]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Tipo 1	$0,75 \times 0,35 = 0,26 \text{ m/s}^2$	0,05	0,25	1,00
Tipo 2	$0,95 \times 1,10 = 1,05 \text{ m/s}^2$	0,05	0,15	1,00

2.2.3.8 Coeficiente de solo

O coeficiente de solo (S) toma o valor da equação 2.14, 2.15 ou 2.16, dependendo do valor de a_g (NA.2.3 – f, NP EN 1998-1, 2010, Anexo Nacional). Assim:

- Para $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{max} \quad (2.14)$$

Em que:

- a_g valor de cálculo da aceleração (ver ponto 2.2.3.5)
- S coeficiente de solo
- S_{max} definido no ponto 2.2.3.7

- Para $1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad (2.15)$$

Em que:

- a_g valor de cálculo da aceleração (ver ponto 2.2.3.5)
- S coeficiente de solo
- S_{max} definido no ponto 2.2.3.7

- Para $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$

$$S = 1,0 \quad (2.16)$$

Em que:

- a_g valor de cálculo da aceleração (ver ponto 2.2.3.5)
- S coeficiente de solo

Aplicação ao caso de estudo:

- Ação sísmica tipo 1

$$S = S_{max} = 1,35 \text{ } (a_g = 0,35 \leq 1 \text{ m/s}^2), \text{ de acordo com a equação 2.14}$$

- Ação sísmica tipo 2

$$S = 1,34 \text{ } (1 \text{ m/s}^2 < a_g = 1,1 < 4 \text{ m/s}^2), \text{ de acordo com a equação 2.15}$$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \Leftrightarrow S = 1,35 - \frac{1,35 - 1}{3} \times (1,1 - 1) = 1,34$$

2.2.3.9 Período de vibração fundamental

Um valor aproximado do período de vibração fundamental (T_1) poderá ser obtido pela equação 2.17 (eq. 4.6, NP EN 1998-1, 2010). Este valor aproximado é apenas válido para edifícios com altura até 40 m.

$$T_1 = C_t \times H^{3/4} \quad (2.17)$$

Em que:

- T_1 período de vibração fundamental
- H altura do edifício, em m, desde a fundação ou do nível superior de uma cave rígida

O valor de C_t é igual a 0,05 para estruturas de alvenaria estrutural.

Por ser considerado o método de análise por forças laterais nesta sequência de cálculo simplificada, os edifícios terão que cumprir as seguintes condições:

- T_1 nas duas direções principais é inferior a:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \times T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

Em que:

T_1 período de vibração fundamental

T_C definido no ponto 2.2.3.7

- satisfazer os critérios de regularidade em altura:
 - Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
 - A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado;
 - Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes;
 - Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:
 - ★ no caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20 % da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo;
 - ★ no caso de um único recuo localizado nos 15 % inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50 % da dimensão em planta do nível inferior. Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75 % da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;
 - ★ no caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30 % da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do nível inferior.

A figura 2.22 esquematiza algumas regras para conceção estrutural em altura.

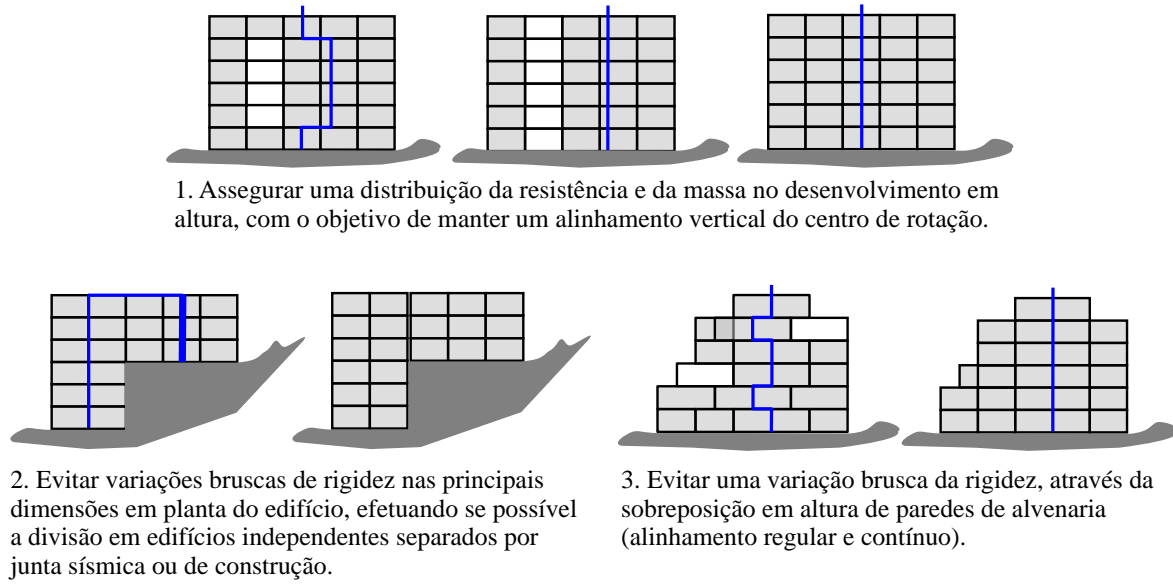


Figura 2.22: Regras para a conceção estrutural em altura de edifícios em alvenaria (Vasconcelos *et al.*, 2007)

Aplicação ao caso de estudo:

- $C_t = 0,05$ (estruturas de alvenaria estrutural)
- Altura do edifício: $H = 8\text{ m}$, definido em projeto

Substituindo na equação 2.17:

$$T_1 = C_t \times H^{3/4} \Leftrightarrow T_1 = 0,05 \times 8^{3/4} = 0,24\text{ s}$$

2.2.3.10 Espectro de cálculo para a análise elástica

- Componente horizontal

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo ($S_d(T)$) é definido pelas equações 2.18, 2.19, 2.20 e 2.21 (3.2.2.5(4)P, NP EN 1998-1, 2010).

$$\rightarrow 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q_c} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.18)$$

$$\rightarrow T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q_c} \quad (2.19)$$

$$\rightarrow T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q_c} \times \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (2.20)$$

$$\rightarrow T_D \leq T$$

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q_c} \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (2.21)$$

Em que:

$S_d(T)$	espectro de cálculo
a_g	valor de cálculo da aceleração (ver ponto 2.2.3.5)
S	coeficiente de solo (ver ponto 2.2.3.8)
q_c	coeficiente de comportamento (ver ponto 2.2.3.6)
β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
T_B, T_C e T_D	definidos no ponto 2.2.3.7

O valor recomendado para o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (β) é 0,2 (3.2.2.5(4)P, NP EN 1998-1, 2010).

Aplicação ao caso de estudo:

→ Ação sísmica tipo 1

$S_d(T_1) = 0,47 \text{ m/s}^2$ ($0,1 \leq T_1 = 0,24 \leq 0,6$), de acordo com a equação 2.19

$$S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q_c} \Leftrightarrow S_d(T_1) = 0,35 \times 1,35 \times \frac{2,5}{2,5} = 0,47 \text{ m/s}^2$$

→ Ação sísmica tipo 2

$S_d(T_1) = 1,47 \text{ m/s}^2$ ($0,1 \leq T_1 = 0,24 \leq 0,25$), de acordo com a equação 2.19

$$S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q_c} \Leftrightarrow S_d(T_1) = 1,10 \times 1,34 \times \frac{2,5}{2,5} = 1,47 \text{ m/s}^2$$

• Componente vertical

Para as componentes verticais da ação sísmica, o $S_d(T)$ é definido pelas equações 2.22, 2.23, 2.24 e 2.25 (3.2.2.5(5), NP EN 1998-1, 2010).

$$\rightarrow 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_{vg} \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q_c} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.22)$$

$$\rightarrow T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_{vg} \times \frac{2,5}{q_c} \quad (2.23)$$

$$\rightarrow T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = \begin{cases} a_{vg} \times \frac{2,5}{q_c} \times \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \times a_{vg} \end{cases} \quad (2.24)$$

$$\rightarrow T_D \leq T$$

$$S_d(T) = \begin{cases} a_{vg} \times \frac{2,5}{q_c} \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \\ \geq \beta \times a_{vg} \end{cases} \quad (2.25)$$

Em que:

$S_d(T)$	espectro de cálculo
a_{vg}	valor de cálculo da aceleração na direção vertical (definido no ponto 2.2.3.7)
q_c	coeficiente de comportamento (ver ponto 2.2.3.6)
β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
T_B, T_C e T_D	definidos no ponto 2.2.3.7

O valor recomendado para o β é 0,2 (3.2.2.5(4)P, NP EN 1998-1, 2010).

Para a componente vertical da ação sísmica o q_c considerado não deverá ser superior a 1,5 para todos os materiais e para todos os sistemas estruturais (3.2.2.5(6), NP EN 1998-1, 2010).

Aplicação ao caso de estudo:

→ Ação sísmica tipo 1

$S_d(T1) = 0,43 \text{ m/s}^2$ ($0,05 \leq T_1 = 0,24 \leq 0,25$), de acordo com a equação 2.23

$$S_d(T) = a_{vg} \times \frac{2,5}{q_c} \Leftrightarrow S_d(T1) = 0,26 \times \frac{2,5}{1,5} = 0,43 \text{ m/s}^2$$

→ Ação sísmica tipo 2

$S_d(T1) = 1,09 \text{ m/s}^2$ ($0,15 \leq T_1 = 0,24 \leq 1$), de acordo com a equação 2.24

$$S_d(T) = \begin{cases} a_{vg} \times \frac{2,5}{q_c} \times \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \times a_{vg} \end{cases} \Leftrightarrow S_d(T) = \begin{cases} 1,05 \times \frac{2,5}{1,5} \times \frac{0,15}{0,24} = 1,09 \text{ m/s}^2 \\ \geq 0,2 \times 1,05 = 0,21 \end{cases}$$

2.2.3.11 Coeficientes de combinação para as ações variáveis

O coeficiente de combinação para uma ação variável i ($\psi_{E,i}$) deve ser determinado a partir da equação 2.26 (eq. 4.2, NP EN 1998-1, 2010).

$$\psi_{E,i} = \psi_{2,i} \times \varphi \quad (2.26)$$

Em que:

$\psi_{E,i}$	coeficiente de combinação para uma ação variável i
$\psi_{2,i}$	coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável i (quadro 2.25)
φ	coeficientes (quadro 2.24)

Quadro 2.24: Valores de φ (Quadro 4.2, NP EN 1998-1, 2010)

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categoria A – C	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categoria D – F e arquivos	–	1,0

Quadro 2.25: Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios
(Quadro A1.1, NP EN 1990, 2009, Adaptado)

Sobrecargas em edifícios	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria H: coberturas	0,0	0,0	0,0

Aplicação ao caso de estudo:

- $\psi_{2,i} = 0,3$ (Categoria A: zonas de habitação), de acordo com o quadro 2.25
- $\varphi = 0,5$ (Pisos com ocupações independentes), de acordo com o quadro 2.24

Substituindo na equação 2.26:

$$\psi_{E,i} = \psi_{2,i} \times \varphi \Leftrightarrow \psi_{E,i} = 0,3 \times 0,5 = 0,15$$

2.2.3.12 Massas a considerar para a ação sísmica

Os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na combinação de ações representada na expressão 2.27 (eq. 3.17, NP EN 1998-1, 2010).

$$\Sigma G_{k,j} \text{ “+” } \Sigma (\psi_{E,i} \times Q_{k,i}) \quad (2.27)$$

Em que:

- $G_{k,j}$ valor característico da ação permanente j
- “+” significa “a combinar com”
- $\psi_{E,i}$ coeficiente de combinação para uma ação variável i (ver ponto 2.2.3.11)
- $Q_{k,i}$ valor característico da ação variável acompanhante i

Aplicação ao caso de estudo:

A massa do edifício em estudo considerada para a ação sísmica está resumida no quadro 2.26. Para o efeito foram feitas as seguintes considerações:

- considerados todos os elementos ignorando a presença das aberturas;
- peso volúmico para a alvenaria de 9 kN/m^3 (valor adotado com cálculo simplificado);
- peso por área para todas as lajes de 3 kN/m^2 (arredondamento dos valores definidos em projeto);
- sobrecargas para os pavimentos 2 kN/m^2 (definido em projeto);

- sobrecargas para o telhado 0,4 kN/m² (definido em projeto).

Quadro 2.26: Pesos considerados para a ação sísmica

Elemento	Localização	G [kN]	Q [kN]	$\psi_{E,i}$	P [kN]
1	Piso 0	44,28	—	—	44,28
2	Piso 0	52,92	—	—	52,92
3	Piso 0	52,92	—	—	52,92
4	Piso 0	44,28	—	—	44,28
A	Piso 0	54,00	—	—	54,00
B	Piso 0	42,12	—	—	42,12
C	Piso 0	11,88	—	—	11,88
1	Piso 1	44,28	—	—	44,28
2	Piso 1	52,92	—	—	52,92
3	Piso 1	52,92	—	—	52,92
4	Piso 1	44,28	—	—	44,28
A	Piso 1	54,00	—	—	54,00
B	Piso 1	42,12	—	—	42,12
C	Piso 1	11,88	—	—	11,88
Laje teto RC	Piso 1	256,56	171,04	0,15	282,22
Laje teto piso 1	Piso 2	256,56	34,21	0,15	261,69
Telhado	Piso 2	330,15	34,39	0,15	335,31
Total					1484,01 kN 151,28 ton

2.2.3.13 Força de corte na Base

A força de corte sísmica na base (F_b) deve ser determinada, para cada direção horizontal na qual o edifício é analisado, a partir a equação 2.28 (eq. 4.5, NP EN 1998-1, 2010).

$$F_b = S_d(T1) \times m_t \times \lambda \quad (2.28)$$

Em que:

- F_b força de corte sísmica na base
- $S_d(T1)$ ordenada do espectro de cálculo para o período $T1$ (ver ponto 2.2.3.10)
- m_t massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida
- λ fator de correção (ver equação 2.29)

A massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida (m_t) a ser considerada para a ação sísmica deve ser calculada de acordo com o ponto 2.2.3.12.

O valor do fator de correção (λ) é obtido segundo a equação 2.29.

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{se } T_1 \leq 2 \times T_C \text{ e o edifício tiver mais de dois pisos} \\ 1,00 & \text{casos restantes} \end{cases} \quad (2.29)$$

Em que:

- λ fator de correção
- T_1 período de vibração fundamental (ver ponto 2.2.3.9)
- T_C definido no ponto 2.2.3.7

Aplicação ao caso de estudo:

- $S_d(T_1) = 1,47 \text{ m/s}^2$ (ação mais gravosa - Ação tipo II)
- $m_t = 151,28 \text{ ton}$, de acordo com o quadro 2.26
- $\lambda = 1$ (edifício com menos de três pisos), de acordo com a equação 2.29

Substituindo na equação 2.28:

$$F_b = S_d(T_1) \times m_t \times \lambda \Leftrightarrow F_b = 1,47 \times 151,28 \times 1 = 222,98 \text{ kN}$$

2.2.3.14 Distribuição das forças sísmicas horizontais pelos pisos

Como o modo de vibração fundamental é estabelecido aproximadamente admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura, as forças horizontais F_i deverão ser determinadas pela equação 2.30 (eq. 4.11, NP EN 1998-1, 2010).

$$F_i = F_b \times \frac{m_i \times h_i}{\sum(m_j \times h_j)} \quad (2.30)$$

Em que:

- F_i força horizontal atuante no piso i
- F_b força de corte sísmica na base (ver ponto 2.2.3.13)
- m_i massa do piso i
- h_i altura da massa m_i acima do nível de aplicação da ação sísmica
- m_j massa do piso j
- h_j altura da massa m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica

As massas m_i e m_j devem ser calculada de acordo com o ponto 2.2.3.12.

Aplicação ao caso de estudo:

- $F_b = 222,98 \text{ kN}$
- Piso 1:
 - $m_1 = 584,62 \text{ kN}$, de acordo com o quadro 2.26
 - $h_1 = 3 \text{ m}$

- Piso 2 (cobertura):

$m_2 = 597,00 \text{ kN}$, de acordo com o quadro 2.26

$h_2 = 6 \text{ m}$

Substituindo na equação 2.30:

$$F_1 = F_b \times \frac{m_1 \times h_1}{\Sigma(m_j \times h_j)} \Leftrightarrow F_1 = 222,98 \times \frac{584,62 \times 3}{584,62 \times 3 + 597,00 \times 6} = 73,29 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_b \times \frac{m_2 \times h_2}{\Sigma(m_j \times h_j)} \Leftrightarrow F_2 = 222,98 \times \frac{597,00 \times 6}{584,62 \times 3 + 597,00 \times 6} = 149,69 \text{ kN}$$

A figura 2.23 esquematiza os valores das forças horizontais aplicadas a cada piso.

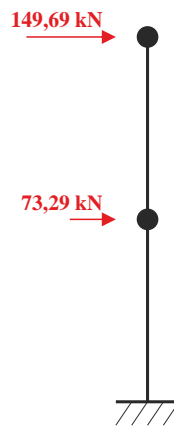


Figura 2.23: Forças sísmicas aplicada a cada piso

2.2.4 Distribuição das forças horizontais pelos elementos resistentes verticais

2.2.4.1 Resistência característica à compressão da alvenaria

A Resistência característica à compressão da alvenaria (f_k), poderá ser determinada com a equação 2.31 (eq. 3.1, NP EN 1996-1-1, 2008).

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta \quad (2.31)$$

Em que:

- f_k Resistência característica à compressão da alvenaria
- f_b resistência à compressão das unidades para alvenaria
- f_m resistência à compressão da argamassa

O K toma os valores do quadro 2.27.

Quadro 2.27: Valores de K a utilizar (Quadro 3.3, NP EN 1996-1-1, 2008)

Unidade para alvenaria		Argamassa corrente	Argamassa para juntas finas (0,5 a 3 mm)	Argamassa leve, de massa volúmica: $\rho_d \geq 600$ e $\rho_d \leq 800 \text{ kg/m}^3$	Argamassa leve, de massa volúmica: $\rho_d > 800$ e $\rho_d \leq 1300 \text{ kg/m}^3$
Cerâmicas	Grupo 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Grupo 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Grupo 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Grupo 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Sílico-calcárias	Grupo 1	0,55	0,80	‡	‡
	Grupo 2	0,45	0,65	‡	‡
Betão de agregados	Grupo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Grupo 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Grupo 3	0,40	0,50	‡	‡
	Grupo 4	0,35	‡	‡	‡
Betão celular autoclavado	Grupo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Pedra artificial	Grupo 1	0,45	0,75	‡	‡
Pedra natural aparelhada	Grupo 1	0,45	‡	‡	‡

‡ A combinação de argamassa/unidade não é geralmente utilizada, pelo que não é dado qualquer valor.

Os coeficientes α e β tomam os valores do quadro 2.28.

Quadro 2.28: Coeficientes α e β (NA 3.6.1.2(1), NP EN 1996-1-1, 2008, Anexo Nacional)

Tipo de alvenaria	α	β
Alvenaria executada com argamassa corrente	0,7	0,3
Alvenaria executada com argamassa-cola e os seguintes tipos de unidades: tijolos dos grupos 1 e 4, blocos sílico-calcários, blocos de betão de agregados correntes e leves, e blocos de betão celular autoclavado	0,85	0
Alvenaria executada com argamassa-cola e com tijolos dos grupos 2 e 3	0,7	0

NOTA: Para alvenaria assente com juntas descontínuas, o processo descrito no presente ponto poderá ser utilizado desde que:

- Unidades de alvenaria dos grupos 1 e 4 (3.6.1.3(1), NP EN 1996-1-1, 2008)
 - a largura de cada faixa de argamassa seja superior a 30 mm;
 - a espessura da alvenaria seja igual à largura ou ao comprimento das unidades de alvenaria de forma a não haver qualquer junta longitudinal de argamassa em todo ou parte do comprimento da parede,
 - a razão g/t não seja inferior a 0,4;

→ K seja o valor obtido no quadro 2.27 quando $g/t = 1,0$ ou K seja considerado metade desses valores quando $g/t = 0,4$, sendo os valores intermédios obtidos por interpolação linear.

Em que:

g largura total das faixas de argamassa
 t espessura da parede

- Unidades de alvenaria dos grupos 2 e 3 (3.6.1.3(2), NP EN 1996-1-1, 2008)

→ a resistência média normalizada à compressão das unidades de alvenaria (f_b) utilizada na expressão 2.31 seja obtida através de ensaios, efetuados com unidades de alvenaria assentes com juntas descontínuas, de acordo com a EN 772 – 1.

Aplicação ao caso de estudo:

- Unidades de alvenaria do grupo 2 (Alvest D5.2/5.3, 2013)
- Junta descontínua $40 + 40 \text{ mm}$ (Marques, 2013)
- $f_b = 9,7 \text{ N/mm}^2$ (Alvest D5.2/5.3, 2013)
- $f_m = 10 \text{ N/mm}^2$ (Argamassa M10) (Alvest D5.2/5.3, 2013)
- $K = 0,45$ (Alvenaria executada com argamassa corrente), de acordo com o quadro 2.27
- $\alpha = 0,7$ e $\beta = 0,3$ (Alvenaria executada com argamassa corrente), de acordo com o quadro 2.28

Substituindo na equação 2.31:

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta \Leftrightarrow f_k = 0,45 \times 9,7^{0,7} \times 10^{0,3} = 4,41 \text{ N/mm}^2$$

2.2.4.2 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade (E) poderá ser determinado com a equação 2.32 (3.7.2(2), NP EN 1996-1-1, 2008).

$$E = K_E \times f_k \quad (2.32)$$

Em que:

E módulo de elasticidade
 f_k Resistência característica à compressão da alvenaria (ver ponto 2.2.4.1)

O valor recomendado para K_E é 1000 (3.7.2(2), NP EN 1996-1-1, 2008).

Aplicação ao caso de estudo:

- $f_k = 4,41 \text{ N/mm}^2$

- $K_E = 1000$, valor recomendado

Substituindo na equação 2.32:

$$E = K_E \times f_k \Leftrightarrow E = 1000 \times 4,41 = 4405 \text{ N/mm}^2$$

2.2.4.3 Módulo de distorção

O módulo de distorção (G) poderá ser considerado igual a 40% do E (3.7.3(1), NP EN 1996-1-1, 2008), ver equação 2.33.

$$G = 0,4 \times E \quad (2.33)$$

Em que:

G módulo de distorção

E módulo de elasticidade (ver ponto 2.2.4.2)

Aplicação ao caso de estudo:

- $E = 4405 \text{ N/mm}^2$

Substituindo na equação 2.33:

$$G = 0,4 \times E \Leftrightarrow G = 0,4 \times 4405 = 1762 \text{ N/mm}^2$$

2.2.4.4 Rigidez dos elementos

Considerando que cada painel individual de alvenaria tem o topo restringido por uma viga cinta ou pela própria laje com uma rigidez reduzida, a rigidez elástica de cada elemento (k_i) pode ser calculada através da equação 2.34 (Tomažević, 1999), (Marques, 2012).

$$k_i = \frac{G \times de_i \times te_i}{1,2 \times he_i} \times \frac{1}{1 + \frac{4 \times G}{1,2 \times E} \times \left(\frac{he_i}{de_i}\right)^2} \quad (2.34)$$

Em que:

k_i rigidez elástica do elemento i

E módulo de elasticidade

G módulo de distorção

de_i comprimento do elemento i

te_i espessura do elemento i

he_i altura do elemento i

Aplicação ao caso de estudo:

O Quadro 2.29 resume os resultados obtidos para a rigidez dos elementos resistentes verticais, de acordo com a equação 2.34. Para o efeito de calculo da rigidez dos elementos, foram considerandos apenas

os painéis de alvenaria completos (com os topos restringidos pelas lajes), ignorando a existência das aberturas.

Quadro 2.29: Determinação da rigidez dos elementos resistentes verticais

Direção	Piso	Alinhamento	Parede	Espessura [m]	Comprimento [m]	Altura [m]	k_i [kN/m]
XX	0	1	1.1	0.20	1.30	3.00	15710
			1.2	0.20	2.80	3.00	108311
			1.3	0.20	1.30	3.00	15710
		2	2.1	0.20	5.10	3.00	341628
			2.2	0.20	1.80	3.00	37460
		3	3.1	0.20	5.10	3.00	341628
			3.2	0.20	3.10	3.00	134949
			4.1	0.20	0.50	3.00	999
		4	4.2	0.20	1.20	3.00	12586
			4.3	0.20	2.80	3.00	108311
			4.4	0.20	1.30	3.00	15710
		$\Sigma(k_i) = 1133001$					
	1	1	1.1	0.20	1.30	3.00	15710
			1.2	0.20	2.80	3.00	108311
			1.3	0.20	1.30	3.00	15710
		2	2.1	0.20	4.50	3.00	276597
			2.2	0.20	4.50	3.00	276597
		3	3.1	0.20	2.90	3.00	116975
			3.2	0.20	1.20	3.00	12586
			3.3	0.20	4.10	3.00	234179
		4	4.1	0.20	1.30	3.00	15710
			4.2	0.20	3.20	3.00	144230
			4.3	0.20	1.30	3.00	15710
		$\Sigma(k_i) = 1232314$					
YY	0	A	A.1	0.20	10.00	3.00	874022
		B	B.1	0.20	4.00	3.00	223750
			B.2	0.20	3.80	3.00	203156
		C	C.1	0.20	2.20	3.00	61897
		$\Sigma(k_i) = 1362824$					
	1	A	A.1	0.20	10.00	3.00	874022
		B	B.1	0.20	4.00	3.00	223750
			B.2	0.20	3.80	3.00	203156
		C	C.1	0.20	2.20	3.00	61897
		$\Sigma(k_i) = 1362824$					

2.2.4.5 Distribuição das forças horizontais pelos elementos

A força a aplicar a cada elemento, segundo cada direção ortogonal, pode ser calculada pela equação 2.35 (Tomažević, 1999).

$$Fe_i = F_i \times \frac{k_i}{\sum(k_i)} \quad (2.35)$$

Em que:

- Fe_i força aplicada ao elemento i
- F_i força horizontal atuante no piso i
- k_i rigidez elástica do elemento i

Aplicação ao caso de estudo:

Neste exemplo de cálculo foram utilizadas apenas as forças sísmicas.

- $F_1 = 73,29 \text{ kN}$
- $F_2 = 149,69 \text{ kN}$

Os Quadros 2.30 e 2.31 resume os resultados obtidos para a força aplicada a cada elemento resistente vertical, de acordo com a equação 2.35.

Quadro 2.30: Determinação da força aplicada a cada elemento resistente vertical (parte 1 de 2)

Direção	Piso	Alinhamento	Parede	k_i [kN/m]	Fe_i [kN]
XX	0	1	1.1	15710	1,02
			1.2	108311	7,01
			1.3	15710	1,02
		2	2.1	341628	22,10
			2.2	37460	2,42
		3	3.1	341628	22,10
			3.2	134949	8,73
			4.1	999	0,06
		4	4.2	12586	0,81
			4.3	108311	7,01
			4.4	15710	1,02
		Total		1133001	73,29

Quadro 2.31: Determinação da força aplicada a cada elemento resistente vertical (parte 2 de 2)

Direção	Piso	Alinhamento	Parede	k_i [kN/m]	Fe_i [kN]
XX	1	1	1.1	15710	1, 91
			1.2	108311	13, 16
			1.3	15710	1, 91
		2	2.1	276597	33, 60
			2.2	276597	33, 60
		3	3.1	116975	14, 21
			3.2	12586	1, 53
			3.3	234179	28, 45
		4	4.1	15710	1, 91
			4.2	144230	17, 52
			4.3	15710	1, 91
		Total		1232314	149, 69
	0	A	A.1	874022	47, 00
		B	B.1	223750	12, 03
			B.2	203156	10, 93
		C	C.1	61897	3, 33
		Total		1362824	73, 29
	1	A	A.1	874022	96, 00
		B	B.1	223750	24, 58
			B.2	203156	22, 31
		C	C.1	61897	6, 80
		Total		1362824	149, 69

Capítulo 3

Ensaio Laboratoriais

3.1 Introdução

Com a realização de ensaios laboratoriais devidamente delineados e executados de acordo com as recomendações regulamentares, pretende-se garantir o controlo da qualidade dos materiais usados na construção, com vista à sua segurança e durabilidade nas estruturas. Pretende-se também avaliar o comportamento e capacidade resistente de um sistema construtivo que seja preconizado ou idealizado. Por outro lado, espera-se que com a obtenção de resultados, possa haver uma contribuição para que sejam minimizados custos de construção ou manutenção e garantida a vida útil estabelecida.

Assim, a componente experimental é fundamental e incontornável, e na sua realização considera-se desejável que concilie o conhecimento teórico com o conhecimento empírico.

Depois do contacto com as metodologias definidas nas normas europeias, houve a necessidade de aprofundar um tema específico, as vigas de padieira de grande vão aplicadas à construção em alvenaria estrutural. O tema foi estudado com a utilização de materiais tradicionalmente recomendados para outras aplicações, embora intrínsecas ao sistema estrutural em alvenaria. A referir, por exemplo, a utilização de armaduras prefabricadas de junta na definição de armadura para aplicação em vigas de alvenaria.

Relativamente a estudos laboratoriais destinados à avaliação mecânica de vigas de alvenaria, foram encontrados alguns trabalhos, como por exemplo (Haach, 2009), (Haach *et al.*, 2011) e (Haach *et al.*, 2012), não encontrando qualquer informação sobre a aplicação de armaduras prefabricadas de junta na definição de vigas, tendo por isso despertado a curiosidade de iniciar conhecimento para validação do conceito.

Assim, neste capítulo, define-se como objetivo o estudo e apresentação de uma solução estrutural para armaduras de vigas e vigas-lintel, comparando com a solução tradicional de armaduras com varões nervurados.

Tradicionalmente, as vigas padieiras sobre grandes vãos têm necessidades específicas para a sua correta implementação, nomeadamente a utilização de materiais e sistemas construtivos específicos não muito utilizados nas estruturas em alvenaria resistente. É de referir também a normal utilização de caixas de estore armadas que podem não assegurar, por si só, os esforços atuantes na zona em questão. Como exemplo, são enumeradas as principais necessidades do método tradicional:

- sistemas de cofragem;
- corte, dobragem e montagem das armaduras com varões nervurados;
- produção local ou encomenda de betão pronto.

Desta forma, propõem-se três alterações aos métodos construtivos tradicionais :

- A substituição do betão, normalmente usado nessas vigas, por argamassa pré-doseada;
- A substituição da armadura ordinária por armadura de junta Murfor®;

- A substituição do sistemas de cofragem por blocos lintel.

A figura 3.1 exemplifica e localiza o objeto de estudo, sendo este definido como viga de alvenaria, que terá diferentes tipologias de acordo com a sua definição em dimensão e em constituição de materiais.

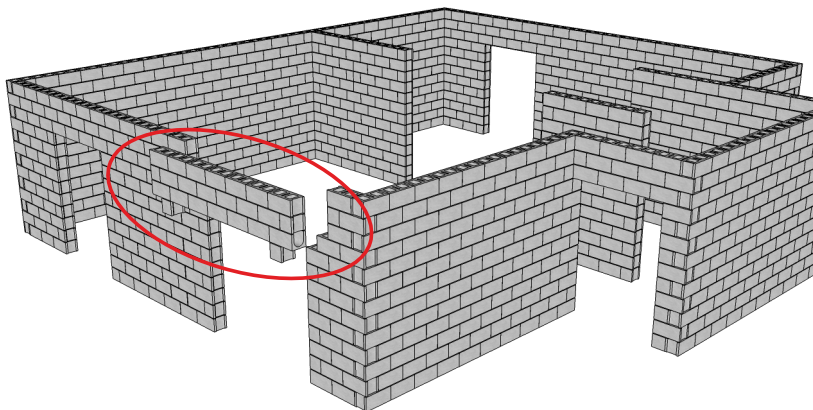


Figura 3.1: Exemplificação em modelo de estudo do provete a analisar experimentalmente.

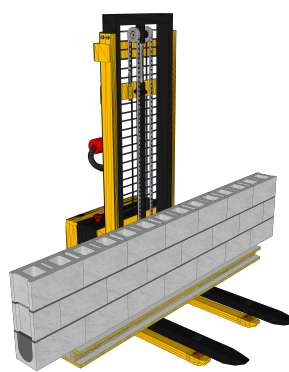
3.2 Programa Experimental

O programa experimental foi todo desenvolvido no Laboratório de Ensaio de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil (LEdec) do ISEC, com o objetivo de avaliar o comportamento de vigas de alvenaria submetidas à flexão.

Devido à logística do LEdec do ISEC, apenas foi possível a construção de seis provetes de cada vez, figura 3.2(a), tendo em conta as limitações do espaço e do tempo disponível para a elaboração de todo o programa experimental. Contudo, foi garantido o número mínimo de provetes para o estudo realizado.



(a) Provetes construídos



(b) Sistema de transporte

Figura 3.2: Estaleiro e sistema de transporte dos provetes.

Para uma avaliação mais ampla possível, foi feita a instrumentação dos provetes, com a colocação de LVDTs, procurando assim perceber os modos de rotura e o comportamento das vigas em fase de carga, através da medição da abertura das juntas, bem como o esmagamento provocado por compressão localizada. Os procedimentos de ensaio e instrumentação são apresentados nos pontos 3.2.3 e 3.2.4, respetivamente.

Foram utilizadas estruturas em madeira como suporte quer para a construção dos provetes, figura 3.2 (a), quer para o seu transporte, figura 3.2 (b). As suas características, bem como a verificação da segurança no transporte dos provetes, são apresentadas no anexo A.

3.2.1 Materiais utilizados no programa experimental

3.2.1.1 Unidades de alvenaria

Na definição do programa experimental foram utilizados dois tipos de unidades de alvenaria, blocos BEST, figura 3.3 (a), e blocos lintel, figura 3.3 (b). As vigas-lintel foram compostas apenas por blocos lintel, e as paredes mistas compostas por uma viga-lintel na sua base (primeira fiada) e blocos BEST (segunda e terceira fiadas).

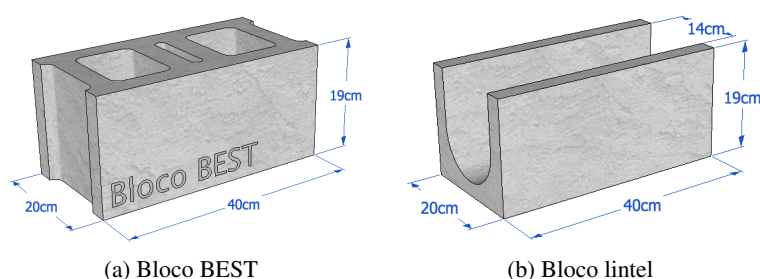


Figura 3.3: Blocos utilizados.

As propriedades físicas e mecânicas do bloco BEST, produto em fase final de certificação, já são conhecidas e publicadas em estudos recentes (Marques, 2013), (Grilo *et al.*, 2012) e (Alvest D5.2/5.3, 2013).

O quadro 3.1 resume as principais características do bloco BEST.

Quadro 3.1: Parâmetros físicos e mecânicos do bloco BEST (Alvest D5.2/5.3, 2013)

Dimensões	400 × 200 × 190	[mm ³]
Percentagem de furação	46	[%]
Absorção de água por capilaridade	228	[g/m ² .s ^{0,5}]
Resistência à compressão (média do bloco)	8,6	[MPa]
Resistência à compressão (normalizada)	9,7	[MPa]
Massa volúmica real	1683	[kg/m ³]
Coefficiente de retração	0,08	[mm/m]
Coefficiente de expansão	0,13	[mm/m]

3.2.1.2 Armaduras

Conforme descrito no quadro 3.4, foram utilizados dois tipos de armadura nos provetes.

O primeiro sistema de montagem de armaduras, proposto no novo método construtivo, resultou da junção de quatro armaduras Murfor[®] RND/Z de 100 mm de aço A500, ver figura 3.4, normalmente utilizadas nas juntas verticais e horizontais, amarradas com “arame queimado” de modo a formarem uma secção quadrada semelhante às armaduras ordinárias, ver figura 3.4 (b).

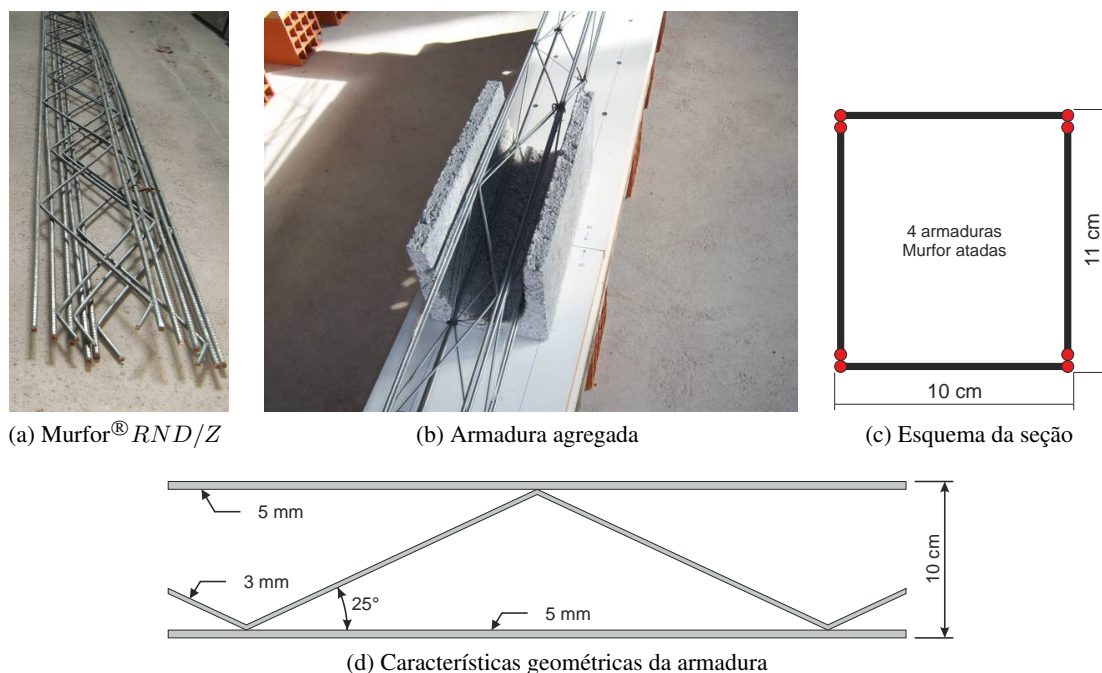


Figura 3.4: Armadura prefabricada Murfor[®]

O segundo sistema de armaduras tem a configuração tradicional das armaduras de vigas de betão armado, executadas com varões nervurados, conforme se apresenta na figura 3.5 (a). Este sistema visa uma mais fácil interpretação e comparação com os valores obtidos nos ensaios em provetes onde foi usada a armadura proposta no novo método construtivo. Os provetes construídos são idênticos, onde apenas se substituiu a armadura proposta, representada na figuras 3.4 (b), por uma armadura ordinária, conforme apresenta a figura 3.5 (b).

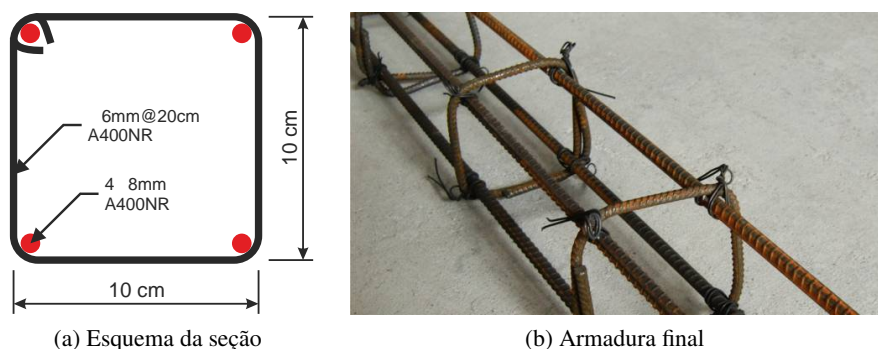


Figura 3.5: Armadura ordinária

3.2.1.3 Argamassa

Em todas as juntas horizontais das paredes mistas, bem como no preenchimento das vigas-lintel, foi utilizada argamassa pré-doseada classe *M5* da marca Topeca[®], ver figura 3.6.



Figura 3.6: Argamassa pré-doseada Topeca[®] M5

A quantidade de água utilizada na mistura da argamassa foi a recomendada por (Grilo *et al.*, 2012), onde a argamassa resultante foi caracterizada, ver quadros 3.2 e 3.3.

Quadro 3.2: Parâmetros físicos da argamassa pré-doseada (Grilo *et al.*, 2012)

Massa volúmica [kg/m^3]	Consistência [cm]	Teor de ar [%]
1820	16	20

Quadro 3.3: Parâmetros mecânicos da argamassa pré-doseada (Grilo *et al.*, 2012)

Resistência à flexão [MPa]	Resistência à compressão [MPa]	Classificação da argamassa [EC6-1-1]
2.2	5.0	M5

3.2.2 Definição da tipologia dos provetes de ensaio

Para o programa experimental foram construídos 14 provetes divididos em séries de acordo com cada tipo. Na figura 3.7 é apresentada a configuração da secção de cada série com algum pormenor.

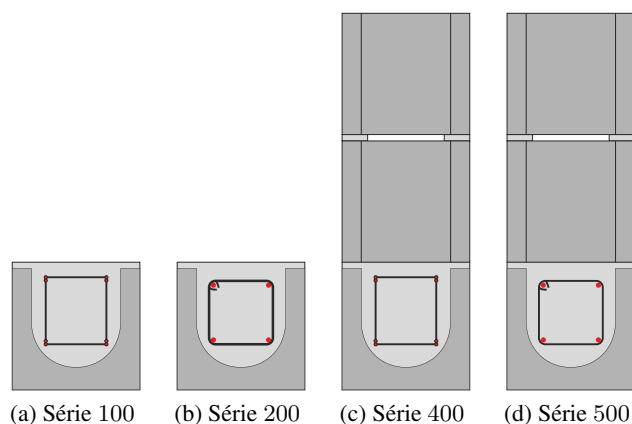





Figura 3.7: Secção dos provetes

A tipificação de cada provete, está descrita no quadro 3.4.

Quadro 3.4: Tipificação de todos os provetes

Designação	Série	Tipo	Argamassa	Armadura	Medidas [cm]	Secção
101	100	Viga-lintel	Topeca [®] M5	Murfor [®] 100mm	280 × 20	
102	100	Viga-lintel	Topeca [®] M5	Murfor [®] 100mm	280 × 20	
103	100	Viga-lintel	Topeca [®] M5	Murfor [®] 100mm	280 × 20	
104	100	Viga-lintel	Topeca [®] M5	Murfor [®] 100mm	280 × 20	
201	200	Viga-lintel	Topeca [®] M5	Armadura Ordinaria	280 × 20	
202	200	Viga-lintel	Topeca [®] M5	Armadura Ordinaria	280 × 20	
203	200	Viga-lintel	Topeca [®] M5	Armadura Ordinaria	280 × 20	
401	400	Parede Mista	Topeca [®] M5	Murfor [®] 100mm	280 × 60	
402	400	Parede Mista	Topeca [®] M5	Murfor [®] 100mm	280 × 60	
403	400	Parede Mista	Topeca [®] M5	Murfor [®] 100mm	280 × 60	
404	400	Parede Mista	Topeca [®] M5	Murfor [®] 100mm	280 × 60	
501	500	Parede Mista	Topeca [®] M5	Armadura Ordinaria	280 × 60	
502	500	Parede Mista	Topeca [®] M5	Armadura Ordinaria	280 × 60	
503	500	Parede Mista	Topeca [®] M5	Armadura Ordinaria	280 × 60	

Apesar do estudo visar, globalmente, as paredes mistas, metade dos provetes são vigas-lintel simples. Com esta definição dos provetes de ensaio, foi permitida a comparação do comportamento mecânico de vigas-lintel, com e sem a contribuição das duas fiadas superiores de blocos.

Os provetes foram todos construídos seguindo as recomendações da norma (EN 846-9, 2000), norma em vigor na altura dos ensaios.

Os provetes 101 e 401 foram provetes de teste, com o único objetivo de calibrar o sistema de ensaio, pelo que os seus resultados não foram utilizados neste trabalho.

3.2.3 Sistema de ensaio e procedimentos

Os ensaios foram realizados com um sistema típico de carregamento em dois pontos, conforme recomendado pela norma (EN 846-9, 2000).

A figura 3.8 mostra o sistema adotado. A instrumentação utilizada está descrita no ponto 3.2.4.

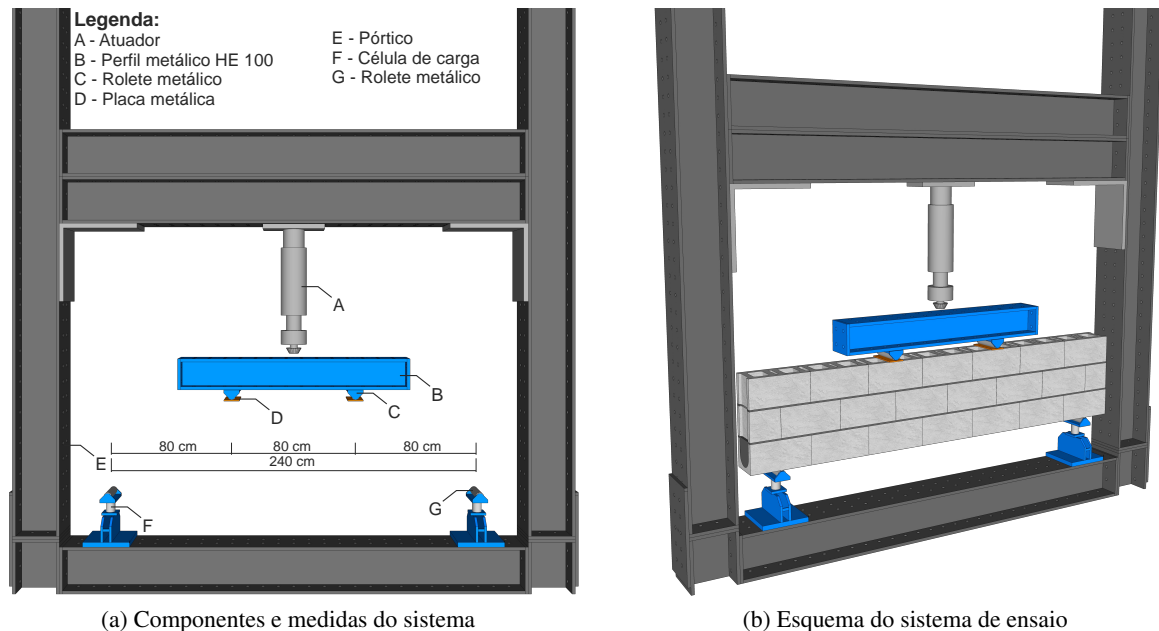


Figura 3.8: Sistema de ensaio.

Os provetes foram colocados diretamente sobre apoios com liberdade de rotação, ver figura 3.9.

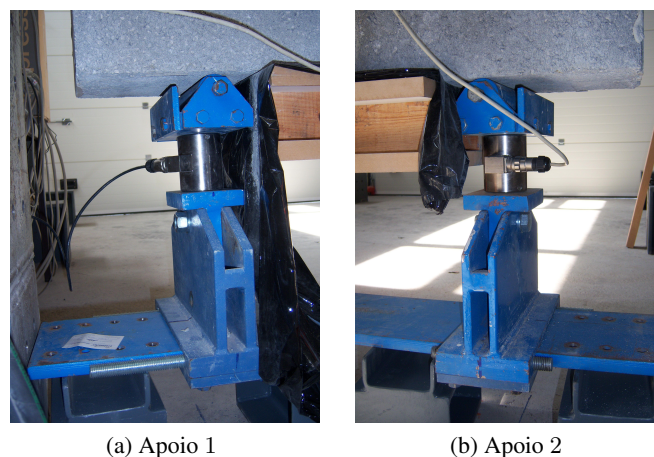
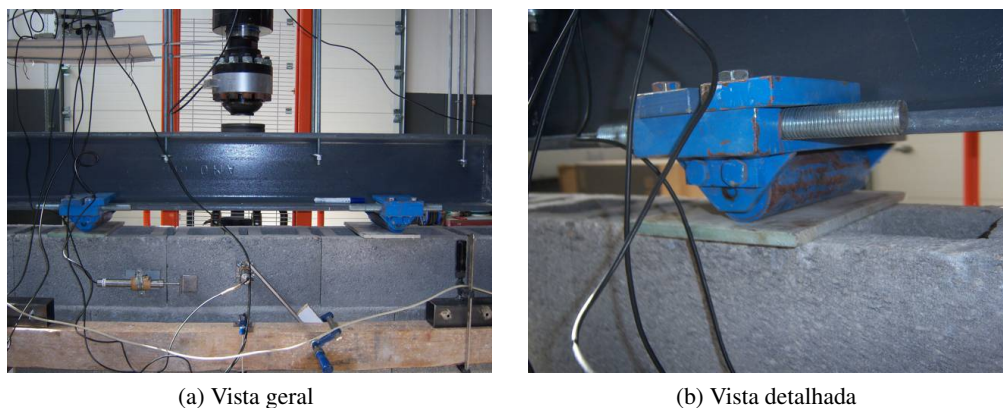


Figura 3.9: Configuração dos apoios

Para a aplicação da carga foi utilizado uma viga metálica HE 100, com 1,5 m de comprimento. Na viga foram colocados roletes nos pontos de aplicação da carga, para transmitir as cargas aplicadas pelo atuador de uma forma pontual, ver figura 3.10 (a). Para haver uma distribuição uniforme das cargas localizadas, foram utilizadas placas metálicas, ver figura 3.10 (b).



(a) Vista geral

(b) Vista detalhada

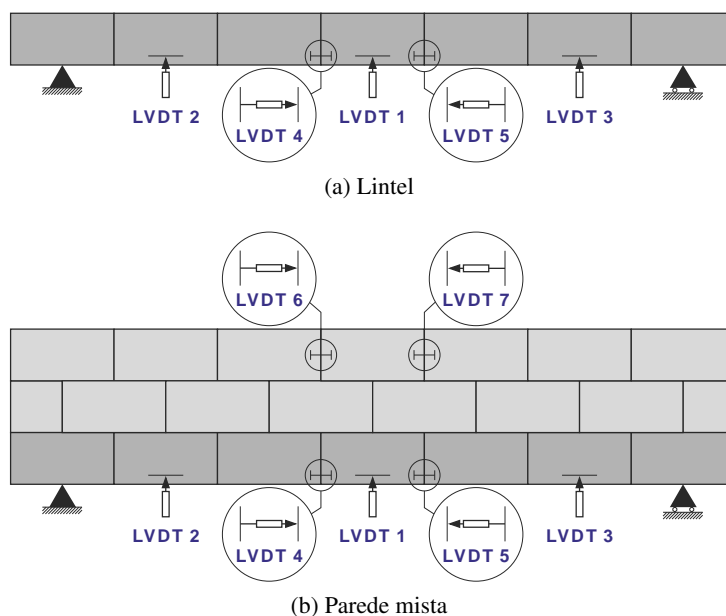
Figura 3.10: Configuração dos pontos de carregamento.

Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento, com um avanço de $20\mu\text{m}/\text{s}$. O valor do avanço foi previamente testado nos dois provetes de teste, provetes 101 e 401, construídos apenas para esse efeito, por forma a assegurar que a rotura ocorresse num intervalo de 15 a 30 minutos após o início do ensaio (EN 846-9, 2000).

Refira-se ainda que o sistema de ensaio utilizado (pórtico de ensaio, sistema de aplicação de carga e equipamentos de medição) cumpre os requisitos definidos pela norma.

3.2.4 Instrumentação

Os deslocamentos dos provetes foram medidos utilizando vários LVDTs, onde a sua localização nas vigas-lintel e nas paredes mistas está indicada na figura 3.11.



(a) Lintel

(b) Parede mista

Figura 3.11: Instrumentação utilizada.

Os LVDTs 1, 2 e 3 medem a deflexão do provete, os LVDTs 4 e 5 medem a abertura das juntas verticais, enquanto que o esmagamento provocado pela compressão nas paredes mistas foram registados pelos

LVDTs 6 e 7.

Além das leituras dos deslocamentos, através dos LVDTs, foram usadas células de carga em cada apoio para monitorizar as reações dos apoios, ver figura 3.9.

Inicialmente foi pensada a inclusão de extensómetros nas armaduras para monitorizar o seu comportamento. O mesmo não foi possível devido a vários fatores, dentre os quais se ressalta o reduzido diâmetro dos varões das armaduras Murfor[®], para assegurar um comportamento de adesão e de avaliação correta de efeitos na extensão do aço.

É, ainda, de salientar que o atuador utilizado era munido de um LVDT interno com amplitude máxima de 200 mm, que registou o seu deslocamento, e de uma célula de carga com capacidade máxima de 350 kN de compressão, que registou a carga atuante a cada instante do ensaio.

3.3 Resultados

3.3.1 Modos de rotura

3.3.1.1 Série 100

Na figura 3.12, apresenta-se o estado de um dos provetes da série 100. A foto foi tirada instantes antes da rotura global do provete. A apresentação de somente uma foto prende-se ao facto da rotura dos provetes ser muito semelhante.



Figura 3.12: Modo de rotura do lintel 104

A rotura dos provetes desta série ocorreu dentro do esperado, tendo-se verificado a rotura por uma das juntas verticais centrais.

A figura 3.13 mostra a soma dos resultados dos LVDTs 4 e 5.

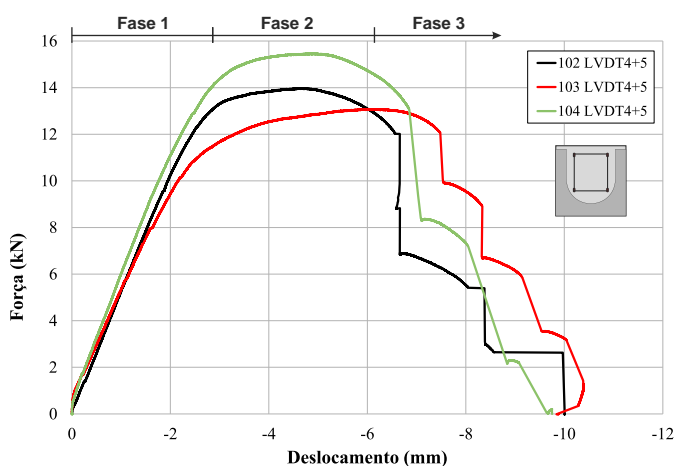


Figura 3.13: Resultados dos LVDTs 4 e 5 da série 100 (deslocamentos somados).

Após uma breve análise da figura 3.13, relativa aos LVDTs 4 e 5, responsáveis pela recolha de dados relativos à abertura das juntas verticais centrais na base do provete, constaram-se três fases distintas:

- Fase 1
Comportamento inicial elástico. A carga aplicada cresce com correspondente abertura das juntas;
- Fase 2
Comportamento não linear, com uma variação mínima da força, mas com abertura crescente das juntas;
- Fase 3
Caracterizada por sucessivas roturas internas do provetes. A cada rotura a carga suportada decresce consideravelmente, levando posteriormente à rotura global do provete. As sucessivas roturas das ligações rígidas (soldadas) das treliças aos varões longitudinais são as principais responsáveis pelo comportamento dos provetes nesta fase.

3.3.1.2 Série 200

Na figura 3.14, apresenta-se o estado de um dos provetes da série 200. Foi feito registo fotográfico quando a deformação a meio vão atingiu 90 mm.



Figura 3.14: Modo de rotura do lintel 201

A rotura dos provetes desta série ocorreu dentro do esperado, tendo se verificado a rotura por uma das juntas verticais centrais.

A figura 3.15 mostra a soma dos resultados dos LVDTs 4 e 5.

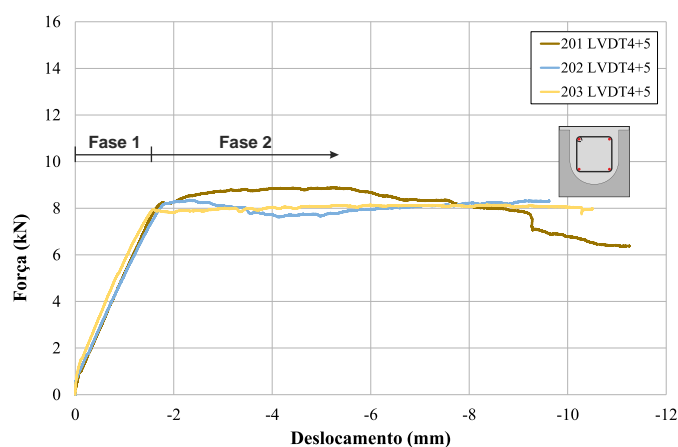


Figura 3.15: Resultados dos LVDTs 4 e 5 da série 200 (deslocamentos somados).

Após uma breve análise da figura 3.15, constaram-se apenas duas fases:

- Fase 1
Comportamento inicial elástico, com a carga aplicada crescente e correspondente abertura das juntas;
- Fase 2
Comportamento não linear, com uma variação mínima da força, mas com abertura crescente das juntas. A não mobilização total da resistência dos varões nervurados pela argamassa é o principal motivo indicado para esta fase se desenvolver até o final do ensaio.

NOTA: A rotura global do provete não aconteceu dentro da deformação máxima a meio vão previamente estabelecida (90 mm).

3.3.1.3 Série 400

Na figura 3.16, é apresentado o estado dos provetes da série 400. As fotos foram tiradas instantes antes da rotura global do provete.



(a) Parede Mista 402



(b) Parede Mista 403



(c) Parede Mista 404

Figura 3.16: Modos de rotura da série 400.

A figura 3.17 mostra os resultados dos LVDTs (4 + 5) e (6 + 7) da série 400.

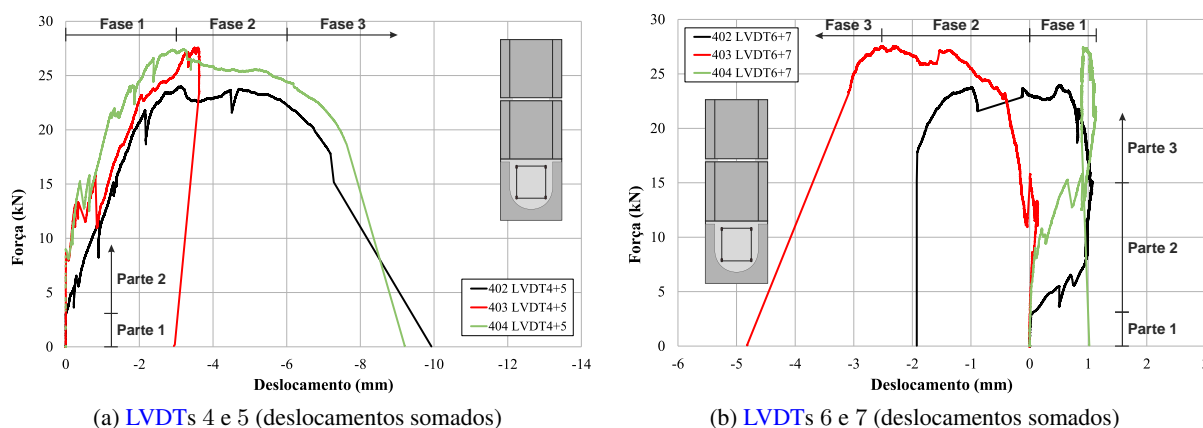


Figura 3.17: Resultados dos LVDTs (4 + 5) e (6 + 7) da série 400.

Através da apreciação da figura 3.17 (a), relativa aos LVDTs 4 e 5, responsáveis pela recolha de dados relativos à abertura das juntas verticais, na base do provete, constataram-se três fases:

- Fase 1

Nesta fase, podem ser consideradas duas partes:

- Parte 1

Comportamento inicial elástico. A carga aplicada cresce com abertura quase nula das juntas, muito devido à elevada rigidez inicial do provete (Haach, 2009);

- Parte 2

Comportamento não linear, com crescimento da força e correspondente abertura das juntas. Esta fase é também caracterizada pela presença de sucessivas roturas internas e ajustamento das tensões no provete, visível nos abruptos decréscimos da força resistente;

- Fase 2

Comportamento não linear, com uma variação mínima da força, mas com abertura crescente das juntas.

- Fase 3

Caracterizada pela rotura global do provete.

Através da análise da figura 3.17 (b), relativa aos LVDTs 6 e 7, responsáveis pela recolha de dados relativos à compressão no topo do provete, constataram-se três fases:

- Fase 1

Nesta fase, podem ser consideradas três partes:

- Parte 1

Comportamento inicial elástico, com a carga aplicada crescente e movimento quase nulo das juntas, muito devido à elevada rigidez inicial do provete (Haach, 2009);

→ Parte 2

Caracterizada pelos valores positivos dos LVDTs. É evidente o ajuste dos blocos da fiada superior, quando submetidos à compressão. Esse ajuste é relativo a eventuais folgas nas juntas verticais entre os blocos, que são eliminadas com a ação da compressão.

→ Parte 3

Caracterizada pela regressão dos valores medidos, indicador de roturas na ligação argamassa-bloco provocando um deslizamento da fiada superior, originando um destacamento dos blocos nos cantos superiores no provete.

- Fase 2

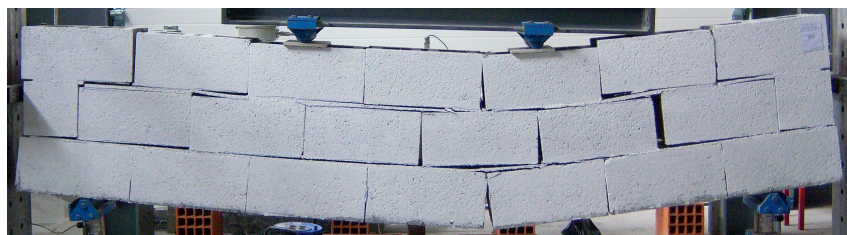
Comportamento não linear, com uma variação mínima da força, mas com abertura crescente das juntas. Nesta fase constata-se uma continuação do deslize da fiada superior, e um agravar dos destacamentos dos blocos nos cantos superiores no provete;

- Fase 3

Caracterizada pela rotura global do provete.

3.3.1.4 Série 500

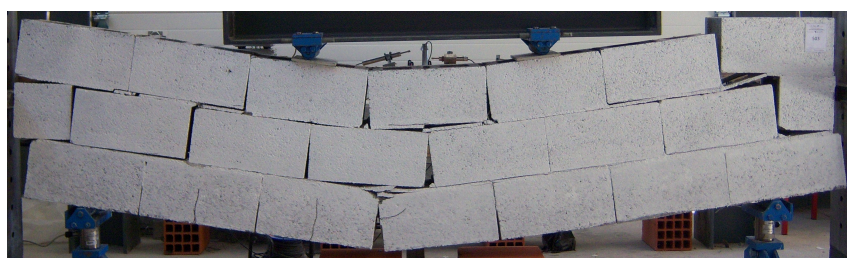
Na figura 3.18, é apresentado o estado dos provetes da série 500. Foi feito registo fotográfico quando a deformação a meio vão atingiu 90 mm.



(a) Parede Mista 501



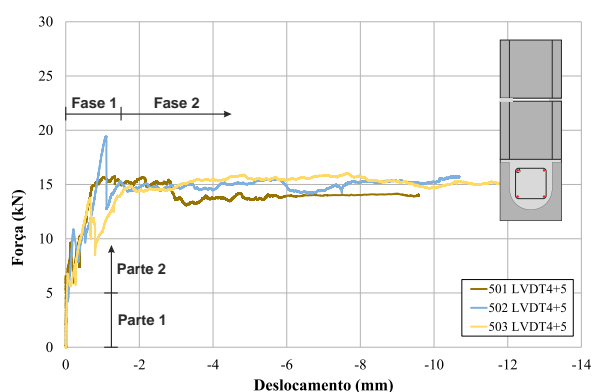
(b) Parede Mista 502



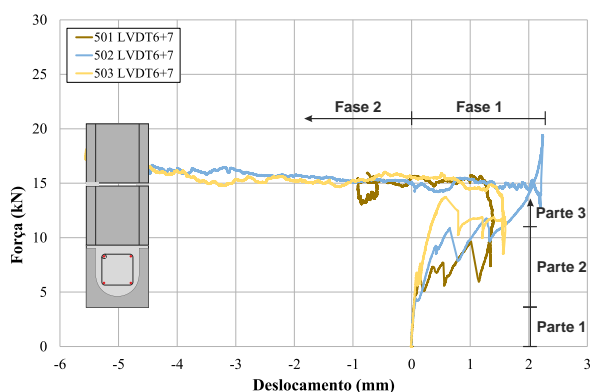
(c) Parede Mista 503

Figura 3.18: Modos de rotura da série 500.

A figura 3.19 mostra os resultados dos LVDTs (4 + 5) e (6 + 7) da série 500.



(a) LVDTs 4 e 5 (deslocamentos somados)



(b) LVDTs 6 e 7 (deslocamentos somados)

Figura 3.19: Resultados dos LVDTs (4 + 5) e (6 + 7) da série 500.

Através da apreciação da figura 3.19 (a), constataram-se duas fases:

- Fase 1

Nesta fase, podem ser consideradas duas partes:

- Parte 1

Comportamento inicial elástico. A carga aplicada vai evoluindo com abertura quase nula das juntas, muito devido à elevada rigidez inicial do provete (Haach, 2009);

- Parte 2

Comportamento não linear, com crescimento da força e correspondente abertura das juntas. Esta fase é também caracterizada pela presença de sucessivas roturas internas e ajustamento das tensões no provete, visível nos abruptos decréscimos da força resistente;

- Fase 2

Comportamento não linear, com uma variação mínima da força, mas com abertura crescente das juntas.

NOTA: A rotura global do provete não aconteceu dentro da deformação máxima a meio vão previamente estabelecida (90 mm).

Através da análise da figura 3.19 (b), constataram-se duas fases:

- Fase 1

Nesta fase, podem ser consideradas três partes:

- Parte 1

Comportamento inicial elástico, onde a carga aplicada vai evoluindo com um movimento quase nulo das juntas, muito devido à elevada rigidez inicial do provete (Haach, 2009);

- Parte 2

Caracterizada pelos valores positivos dos LVDTs, onde é evidente o ajuste dos blocos da fiada superior, quando submetidos à compressão. Esse ajuste é relativo a eventuais folgas nas juntas verticais entre os blocos, que são eliminadas com a ação da compressão.

- Parte 3

Caracterizada pela regressão dos valores medidos, indicador de roturas na ligação argamassa-bloco provocando um deslizamento da fiada superior, originando um destacamento dos blocos nos cantos superiores no provete.

- Fase 2

Comportamento não linear, com uma variação mínima da força, mas com abertura crescente das juntas. Nesta fase constata-se uma continuação do deslize da fiada superior, e um agravar dos destacamentos dos blocos nos cantos superiores no provete;

NOTA: A rotura global do provete não aconteceu dentro da deformação máxima a meio vão previamente estabelecida (90 mm).

3.3.2 Diagramas de força vs. deslocamento

3.3.2.1 Série 100

Na figura 3.20 apresentam-se os diagramas de força-deslocamento de todos os provetes da série 100.

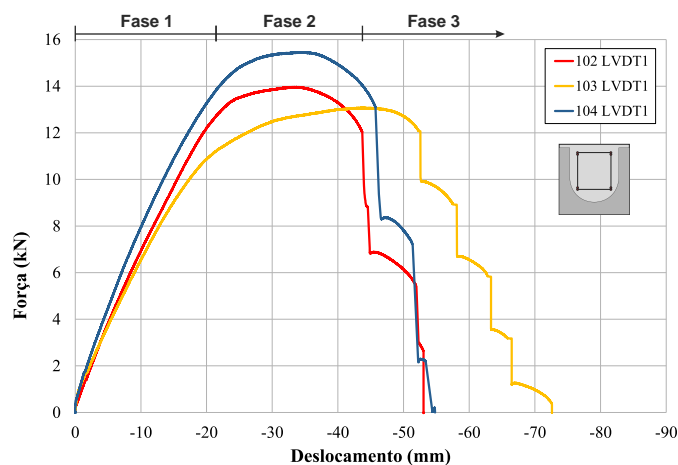


Figura 3.20: Resultados do LVDT 1 da série 100

Após uma breve análise da figura 3.20, relativa ao LVDT 1, responsável pela recolha de dados relativos à deformação na base do provete a meio vão, constaram-se três fases distintas:

- Fase 1
Comportamento inicial elástico, com a carga aplicada crescente e correspondente deformação;
- Fase 2
Comportamento não linear, com uma variação mínima da força, mas com crescente deformação;
- Fase 3
Caracterizada com sucessivas roturas internas dos provetes. A cada rotura a carga suportada decresce consideravelmente, levando à rotura global do provete. As sucessivas roturas das ligações rígidas (soldadas) das treliças aos varões longitudinais são as principais responsáveis pelo comportamento dos provetes nesta fase.

Os diagramas individuais de força-deslocamento de cada provete da série 100, onde constam os LVDTs 1, 2 e 3, podem ser consultados na figura B.1 do anexo B.

O quadro 3.5 resume os principais resultados da série 100.

Quadro 3.5: Principais resultados na série 100

Designação	$F_{elástica}$ [kN]	$d_{elástico}$ [mm]	F_{pico} [kN]	d_{pico} [mm]	$F_{última}$ [kN]	$d_{último}$ [mm]
102	13,20	23,08	13,97	33,19	12,01	43,72
103	10,67	19,24	13,07	42,87	12,07	52,32
104	14,44	23,37	15,46	33,66	13,08	45,74
média	12,77	21,90	14,17	36,57	12,39	47,26

A figura 3.21 apresenta o diagrama força-deslocamento utilizando os valores médios do quadro 3.5.

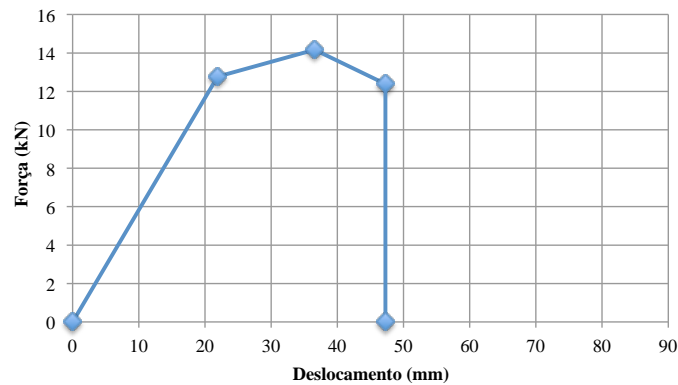


Figura 3.21: Diagrama força-deslocamento média da série 100

O quadro 3.6 apresenta a flecha máxima para os valores médios na fase elástica da série 100.

Quadro 3.6: Flecha máxima média da série 100 para os valores elásticos ($l = 2, 4 \text{ m}$)

$d_{elástico} [mm]$	$l/d_{elástico}$	Flecha máxima elástica
21,90	110	$l/110$

A título informativo foi calculada a carga distribuída, em kN/m , correspondente ao valor médio da força elástica obtida pelos provetes da série 100, de acordo com o quadro 3.5. Os valores foram calculados considerando uma viga simplesmente apoiada com vão igual a $2,4 \text{ m}$ e com a configuração descrita na figura 3.8. Os valores obtidos são apresentados no quadro 3.7.

Quadro 3.7: Carga distribuída correspondente aos resultados médios na série 100

$F_{elástica} [kN]$	$M_{máximo} [kN.m]$	$l [m]$	$Q_{dist} [kN/m]$
12,77	5,11	2,4	7,09

3.3.2.2 Série 200

Na figura 3.22 apresentam-se os diagramas de força-deslocamento de todos os provetes da série 200.

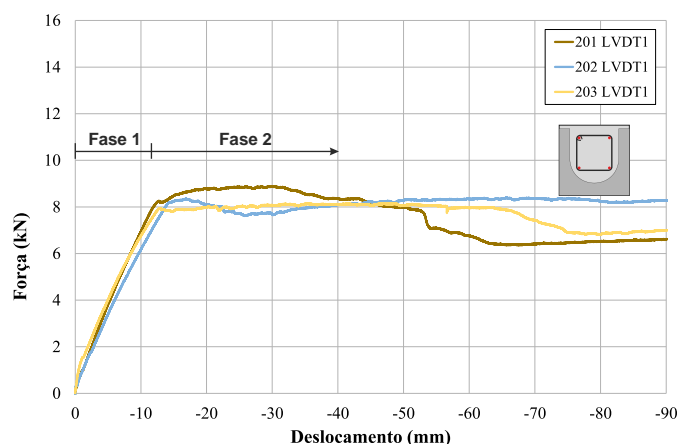


Figura 3.22: Resultados do LVDT 1 da série 200

Após uma breve análise da figura 3.22, constaram-se apenas duas fases:

- Fase 1
Comportamento inicial elástico. A carga aplicada evolui com correspondente deformação;
- Fase 2
Comportamento não linear, com uma variação mínima da força, mas com crescente deformação. A não mobilização total da resistência dos varões nervurados pela argamassa é o principal motivo indicado para esta fase se desenvolver até o final do ensaio.

NOTA: A rotura global do provete não aconteceu dentro da deformação máxima a meio vão previamente estabelecida (90 mm).

Os diagramas individuais de força-deslocamento de cada provetes da série 200, onde constam os LVDTs 1, 2 e 3, podem ser consultados na figura B.2 no anexo B.

O quadro 3.8 resume os principais resultados da série 200.

Quadro 3.8: Principais resultados na série 200

Designação	$F_{elástica}$ [kN]	$d_{elástico}$ [mm]	F_{pico} [kN]	d_{pico} [mm]	$F_{última}$ [kN]	$d_{último}$ [mm]
201	8,22	12,51	8,89	29,94	—	—
202	8,07	13,90	8,42	65,72	—	—
203	7,90	12,62	8,16	35,41	—	—
média	8,06	13,01	8,49	43,69	—	—

A figura 3.23 apresenta o diagrama força-deslocamento utilizando os valores médios do quadro 3.8.

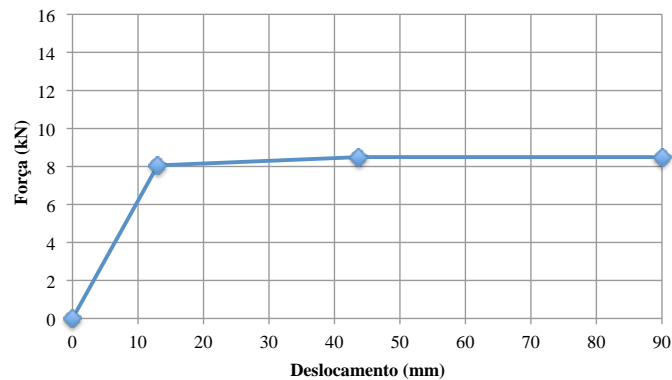


Figura 3.23: Diagrama força-deslocamento média da série 200

O quadro 3.9 apresenta a flecha máxima para os valores médios na fase elástica da série 200.

Quadro 3.9: Flecha máxima média da série 200 para os valores elásticos ($l = 2, 4 \text{ m}$)

$d_{elástico} [mm]$	$l/d_{elástico}$	Flecha máxima elástica
13,01	184	$l/184$

A título informativo foi calculada a carga distribuída, em kN/m , correspondente ao valor médio da força elástica obtida pelos provetes da série 200, de acordo com o quadro 3.8. Os valores foram calculados considerando uma viga simplesmente apoiada com vão igual a $2,4 \text{ m}$ e com a configuração descrita na figura 3.8. Os valores obtidos são apresentados no quadro 3.10.

Quadro 3.10: Carga distribuída correspondente aos resultados médios na série 200

$F_{elástica} [kN]$	$M_{máximo} [kN.m]$	$l [m]$	$Q_{dist} [kN/m]$
8,06	3,22	2,4	4,48

3.3.2.3 Série 400

Na figura 3.24 apresentam-se os diagramas de força-deslocamento de todos os provetes da série 400.

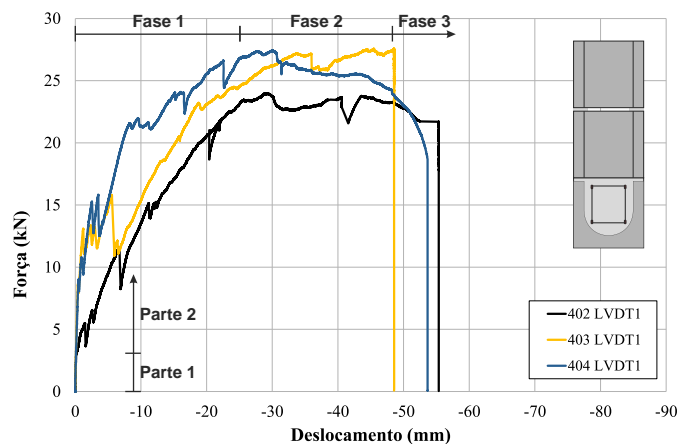


Figura 3.24: Resultados do LVDT 1 da série 400

Através da apreciação da figura 3.24, constatarem-se três fases:

- Fase 1

Nesta fase, podem ser consideradas duas partes:

- Parte 1

Comportamento inicial elástico, com a carga aplicada crescente e deformação quase nula, muito devido à elevada rigidez inicial do provete (Haach, 2009);

- Parte 2

Comportamento não linear, com crescimento da força e correspondente deformação. Esta fase é também caracterizada pela presença de sucessivas roturas internas e ajustamento das tensões no provete, visível nos abruptos decréscimos da força resistente;

- Fase 2

Comportamento não linear, com uma variação mínima da força, mas com deformação crescente.

- Fase 3

Caracterizada pela rotura global do provete.

Os diagramas individuais de força-deslocamento de cada provetes da série 400, onde constam os LVDTs 1, 2 e 3, podem ser consultados na figura B.3 do anexo B.

O quadro 3.11 resume os principais resultados da série 400.

Quadro 3.11: Principais resultados na série 400

Designação	$F_{inicial}$ [kN]	$F_{elástica}$ [kN]	$d_{elástico}$ [mm]	F_{pico} [kN]	d_{pico} [mm]	$F_{última}$ [kN]	$d_{último}$ [mm]
402	3,03	23,41	25,45	23,99	29,35	21,70	55,35
403	8,65	27,21	33,67	27,58	45,48	23,25	48,55
404	10,81	27,38	27,63	27,43	30,04	18,69	53,67
média	7,50	26,00	28,92	26,33	34,96	21,21	52,52

A figura 3.25 apresenta o diagrama força-deslocamento utilizando os valores médios do quadro 3.11.

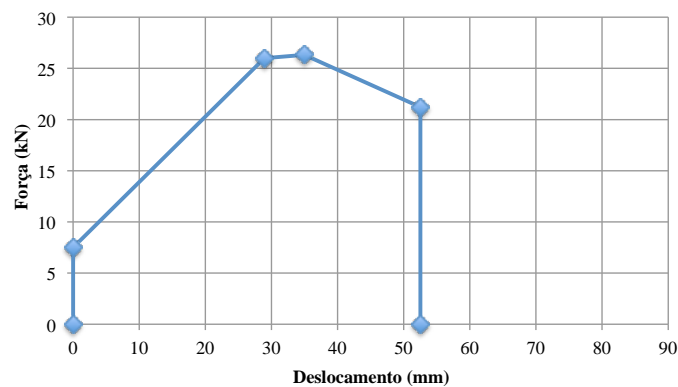


Figura 3.25: Diagrama força-deslocamento média da série 400

O quadro 3.12 apresenta a flecha máxima para os valores médios na fase elástica da série 400.

Quadro 3.12: Flecha máxima média da série 400 para os valores elásticos ($l = 2, 4 \text{ m}$)

$d_{elástico}$ [mm]	$l/d_{elástico}$	Flecha máxima elástica
28,92	83	$l/83$

A título informativo foi calculada a carga distribuída, em kN/m , correspondente ao valor médio da força elástica obtida pelos provetes da série 400, de acordo com o quadro 3.11. Os valores foram calculados considerando uma viga simplesmente apoiada com vão igual a $2,4 \text{ m}$ e com a configuração descrita na figura 3.8. Os valores obtidos são apresentados no quadro 3.13.

Quadro 3.13: Carga distribuída correspondente aos resultados médios na série 400

$F_{elástica}$ [kN]	$M_{máximo}$ [kN.m]	l [m]	Q_{dist} [kN/m]
26	10,4	2,4	14,44

3.3.2.4 Série 500

Na figura 3.26 apresentam-se os diagramas de força-deslocamento de todos os provetes da série 500.

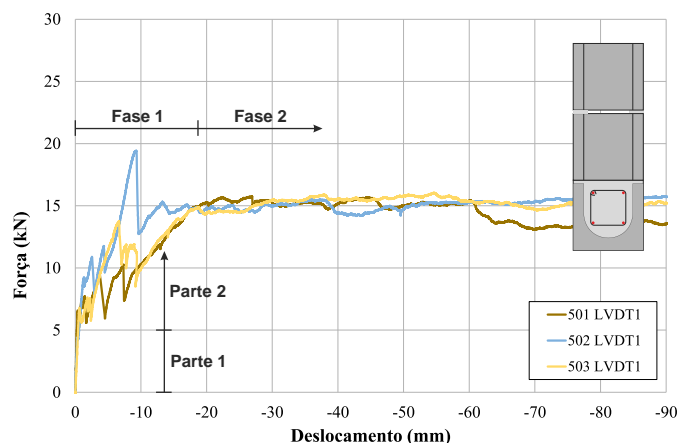


Figura 3.26: Resultados do LVDT 1 da série 500

Através da apreciação da figura 3.26, constatarem-se duas fases:

- Fase 1

Nesta fase, podem ser consideradas duas partes:

- Parte 1

Comportamento inicial elástico. A carga aplicada vai evoluindo com deformação quase nula, muito devido à elevada rigidez inicial do provete (Haach, 2009);

- Parte 2

Comportamento não linear, com crescimento da força e correspondente deformação. Esta fase é também caracterizada pela presença de sucessivas roturas internas e ajustamento das tensões no provete, visível nos abruptos decréscimos da força resistente;

- Fase 2

Comportamento não linear, com uma variação mínima da força, mas com deformação crescente.

NOTA: A rotura global do provete não aconteceu dentro da deformação máxima a meio vão previamente estabelecida (90 mm).

Os diagramas individuais de força-deslocamento de cada provetes da série 400, onde constam os LVDTs 1, 2 e 3, podem ser consultados na figura B.4 do anexo B.

O quadro 3.14 resume os principais resultados da série 500.

Quadro 3.14: Principais resultados na série 500

Designação	$F_{inicial}$ [kN]	$F_{elástica}$ [kN]	$d_{elástico}$ [mm]	F_{pico} [kN]	d_{pico} [mm]	$F_{última}$ [kN]	$d_{último}$ [mm]
501	6,58	15,14	19,20	15,76	26,93	—	—
502	4,34	15,33	13,27	19,43	9,29	—	—
503	6,80	14,89	18,76	16,06	54,71	—	—
média	5,91	15,12	17,08	17,08	30,31	—	—

A figura 3.27 apresenta o diagrama força-deslocamento utilizando os valores médios do quadro 3.14.

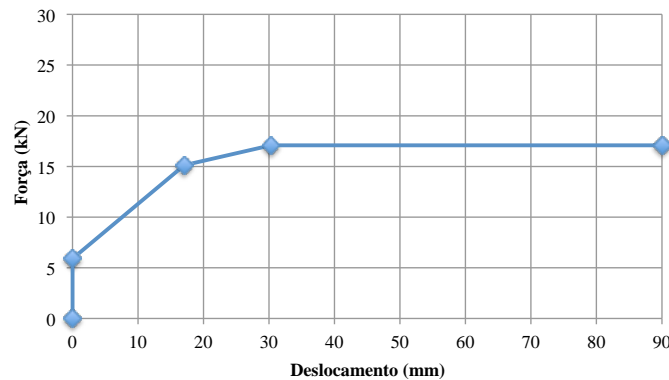


Figura 3.27: Diagrama força-deslocamento média da série 500

O quadro 3.15 apresenta a flecha máxima para os valores médios na fase elástica da série 500.

Quadro 3.15: Flecha máxima média da série 500 para os valores elásticos ($l = 2, 4 \text{ m}$)

$d_{elástico} [mm]$	$l/d_{elástico}$	Flecha máxima elástica
15, 12	141	$l/141$

A título informativo foi calculada a carga distribuída, em kN/m , correspondente ao valor médio da força elástica obtida pelos provetes da série 500, de acordo com o quadro 3.14. Os valores foram calculados considerando uma viga simplesmente apoiada com vão igual a $2,4 \text{ m}$ e com a configuração descrita na figura 3.8. Os valores obtidos são apresentados no quadro 3.16.

Quadro 3.16: Carga distribuída correspondente aos resultados médios na série 500

$F_{elástica} [kN]$	$M_{máximo} [kN.m]$	$l [m]$	$Q_{dist} [kN/m]$
15, 12	6, 05	2, 4	8, 4

3.4 Sumário e conclusões

Como definido, este capítulo teve como objetivo o estudo do comportamento mecânico de vigas-lintel e paredes mistas, usando nas vigas-lintel as armaduras de junta Murfor[®], e como preenchimento argamassa M5 da Topeca[®].

O sistema de montagem de armaduras proposto (armadura Murfor[®] na viga-lintel) obteve melhores resultados, em relação ao sistema tradicional (armadura ordinária), aumentando a carga máxima suportada.

Comparando os resultados das viga-lintel com armadura ordinária (série 200) com os resultados das viga-lintel com armadura Murfor[®] (série 100), séries semelhantes onde apenas se fez variar o tipo de armadura, houve um aumento de 58% na força resistente para um aumento de deformação de 68% (fase elástica), ver quadro 3.17.

Quadro 3.17: Comparação entre as séries 200 e 100 para os valores elásticos

	$F_{elástica} [kN]$	$d_{elástico} [mm]$
Série 200	8,06	13,01
Série 100	12,77	21,90
Relação	58%	68%

Relativamente à comparação dos resultados das paredes mistas com armadura ordinária na viga-lintel (série 500) com os resultados das paredes mistas com armadura Murfor® na viga-lintel (série 400), houve um aumento de 72% na força resistente para um aumento de deformação de 69% (fase elástica), ver quadro 3.18.

Quadro 3.18: Comparação entre as séries 500 e 400 para os valores elásticos

	$F_{elástica} [kN]$	$d_{elástico} [mm]$
Série 500	15,12	17,08
Série 400	26,00	28,92
Relação	72%	69%

Comparando dos resultados das viga-lintel com armadura Murfor® (série 100) com os resultados das paredes mistas com armadura Murfor® na viga-lintel (série 400), séries semelhantes onde apenas varia a existência, ou não, das duas fiadas superiores de blocos, houve um aumento de 104% na força resistente para um aumento de deformação apenas de 32% (fase elástica), ver quadro 3.19.

Quadro 3.19: Comparação entre as séries 100 e 400 para os valores elásticos

	$F_{elástica} [kN]$	$d_{elástico} [mm]$
Série 100	12,77	21,90
Série 400	26,00	28,92
Relação	104%	32%

Relativamente à comparação dos resultados das viga-lintel com armadura ordinária (série 200) com os resultados das paredes mistas com armadura ordinária na viga-lintel (série 500), houve um aumento de 88% na força resistente para um aumento de deformação apenas de 31% (fase elástica), ver quadro 3.20.

Quadro 3.20: Comparação entre as séries 200 e 500 para os valores elásticos

	$F_{elástica} [kN]$	$d_{elástico} [mm]$
Série 200	8,06	13,01
Série 500	15,12	17,08
Relação	88%	31%

Capítulo 4

Exemplo de aplicação de vigas-lintel sobre aberturas

4.1 Introdução

A construção da moradia piloto ao abrigo do projeto [Alvest](#) decorreu simultaneamente com todo o programa experimental descrito no capítulo 3. A moradia em questão foi usada como caso de estudo para a aplicação da sequência simplificada de cálculo apresentada no ponto 2.2. Por estes factos, considerou-se imperativo o acompanhamento da construção, sendo uma mais valia para a realização do objetivo geral deste trabalho: contacto direto com o método construtivo de alvenaria estrutural e com as técnicas construtivas avaliadas, bem como com o processo de cálculo.

Assim sendo, este capítulo apresenta a descrição da solução preconizada para as vigas-lintel sobre as aberturas e vigas-cintas na moradia de estudo, demonstrando a ligação entre este e os restantes capítulos apresentados neste trabalho.

4.2 Caso de estudo

A moradia usada como caso de estudo neste capítulo foi apresentada e descrita no ponto 2.2.

O estudo de detalhe construtivo e de base para o estudo experimental apresentado é esquematizado na figura 4.1. Neste esquema, refere-se a disposição construtiva e a localização para a viga-cinta e para a viga-lintel sobre a abertura. Refere-se ainda a colocação de caixa de estore e a sua fixação à viga-lintel bem como o seu posicionamento relativamente ao pano de parede e à localização pelo exterior do revestimento com características térmicas.

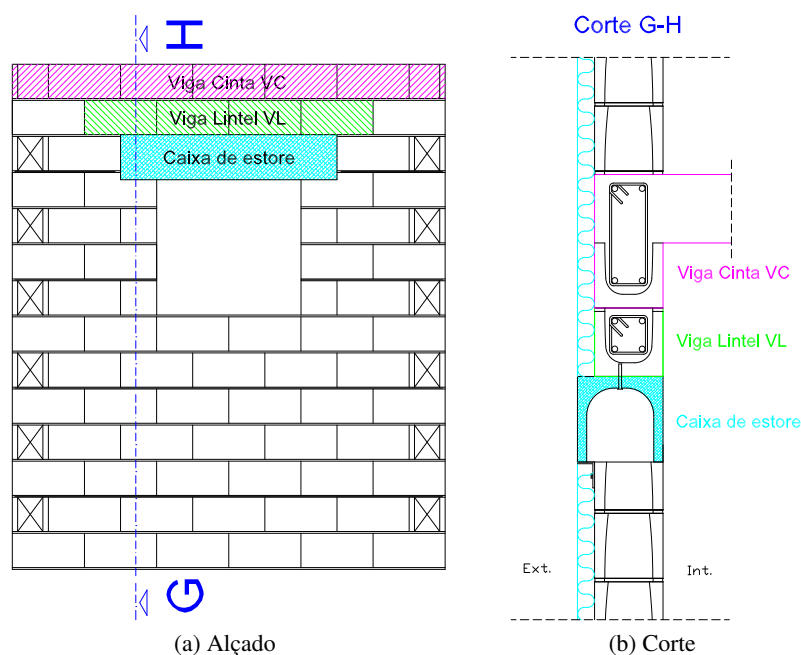


Figura 4.1: Abertura na parede AE Y3 ([Alvest D5.2/5.3, 2013](#))

Este perfil de parede, representa a parede designada com *AE Y3* e localizada conforme apresentado na

planta de distribuição de paredes de alvenaria estrutural, figura 4.2.

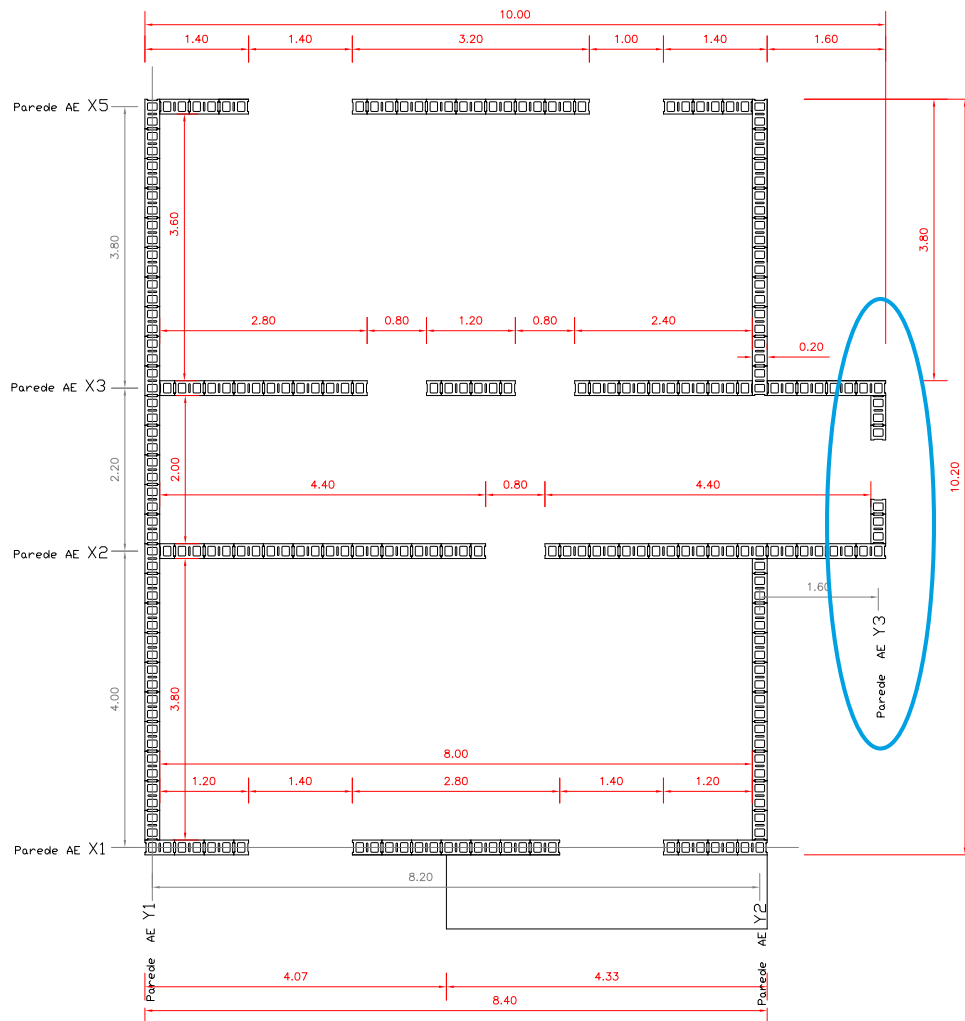
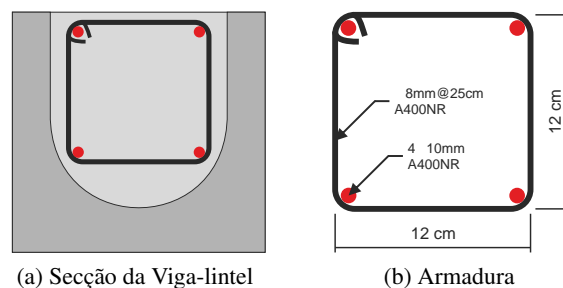


Figura 4.2: Planta de distribuição de paredes do 1º andar

4.2.1 Vigas-lintel sobre aberturas

Em todas as aberturas do edifício foram utilizadas vigas-lintel para assegurar uma correta transmissão dos esforços por efeito de arco às paredes contíguas do mesmo alinhamento, figura 4.1(a).

A armadura aplicada está esquematizada na figura 4.3.



(a) Secção da Viga-lintel

(b) Armadura

Figura 4.3: Armadura aplicada nas vigas-lintel

A imagem 4.4 mostra a preparação e distribuição dos blocos lintel sobre uma abertura para posterior colocação da armadura e enchimento com betão $C'20/25$ feito em obra. Para suporte do peso próprio da viga-lintel, antes da betonagem, ver figura 4.4(b), foi colocada uma placa de madeira e um prumo de madeira, como suporte, a meio-vão. Foram ainda colocados blocos soltos, sem argamassa de fixação, como negativos para a posterior aplicação das caixas de estore.

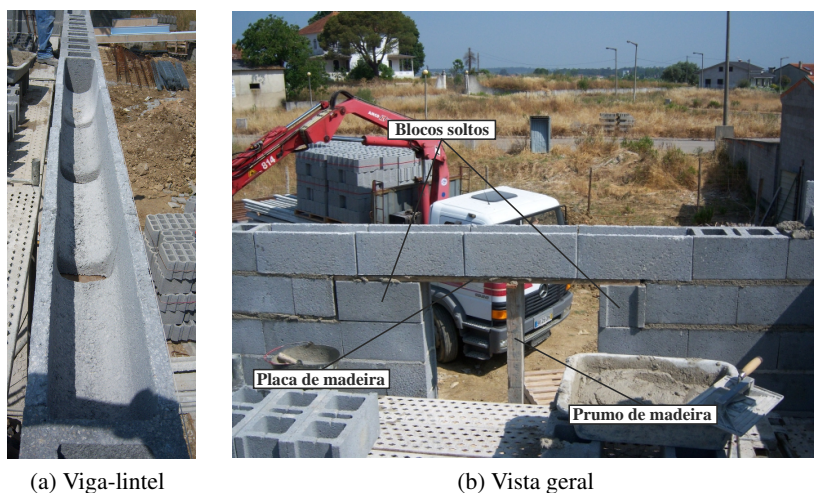


Figura 4.4: Preparação da viga-lintel

A imagem 4.5 mostra a colocação da armadura e preparações para ser iniciado o enchimento da viga-lintel com betão $C'20/25$ feito em obra.



Figura 4.5: Colocação da armadura e enchimento da viga

4.2.2 Caixa de estore

Neste caso de estudo as caixas de estore utilizadas, devido às suas dimensões, permitiram colocar o isolamento térmico exterior à face com a caixa de estore, figura 4.1(b), aplicando depois o revestimento final com mais facilidade.

As caixas de estore possuem algumas características, figura 4.6(d), dentro das quais se indicam a armadura no seu interior e o seu reduzido peso.

Uma vez que a caixa de estore utilizada não tem função estrutural, função assegurada pela viga-lintel descrita no ponto 4.2.1, a sua aplicação foi realizada posteriormente à execução das paredes, deixando um negativo para o efeito. A sua fixação foi executada através de parafusos e buchas metálicas, figura 4.6(c).

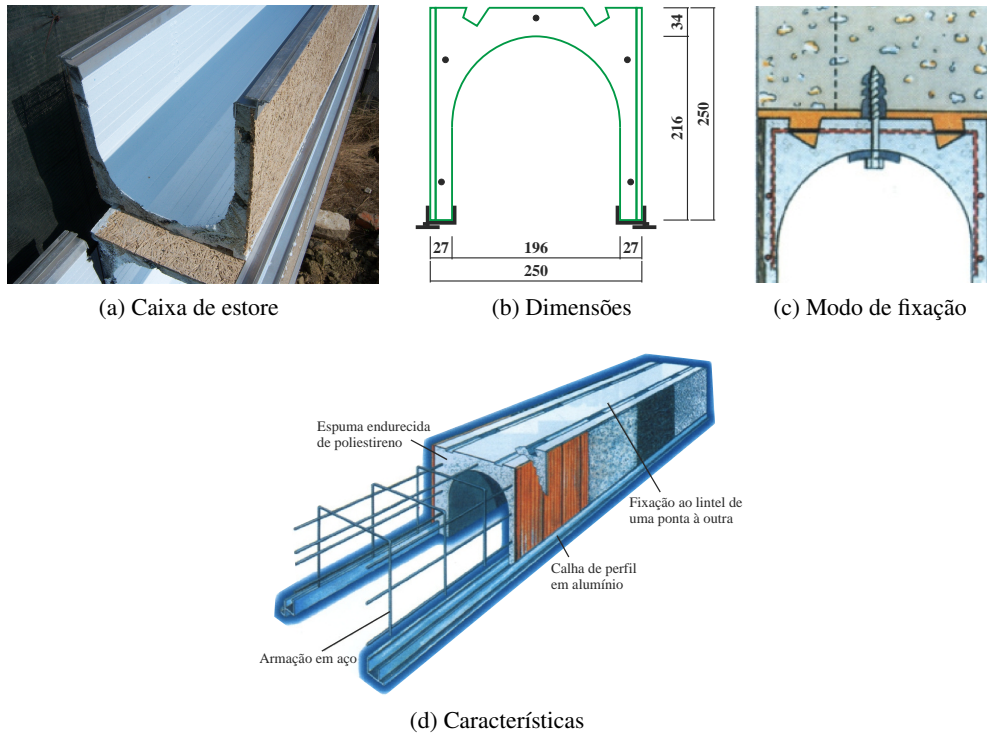


Figura 4.6: Caixa de estore

4.2.3 Viga-cinta

A armadura utilizada na viga-cinta está esquematizada na figura 4.7.

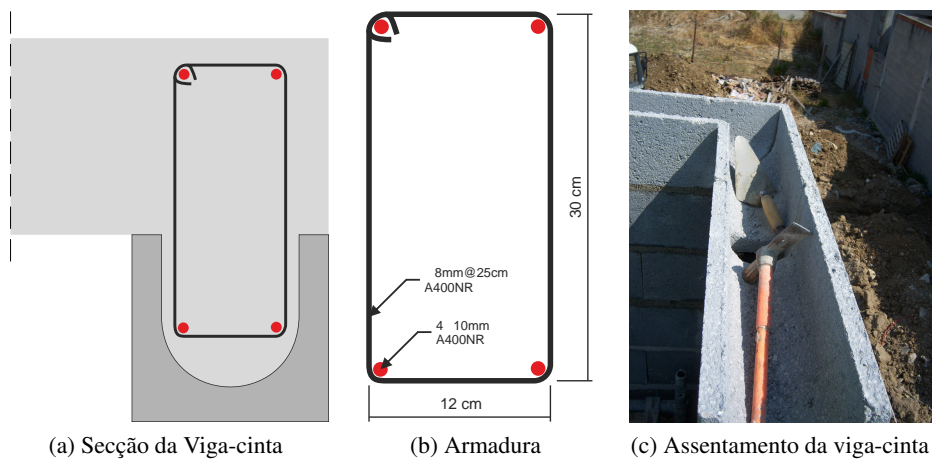


Figura 4.7: Viga-cinta

Capítulo 5

Conclusões finais e desenvolvimentos futuros

5.1 Conclusões finais

No Capítulo 2 foi descrita uma sequência simplificada de cálculo para obtenção das ações horizontais, vento e sismo, a aplicar em paredes de alvenaria, que posteriormente foi utilizada na moradia piloto concebida ao abrigo do projeto [Alvest](#).

No Capítulo 3 foi apresentado um programa experimental onde se caracterizou uma nova solução estrutural de vigas e vigas-lintel com diferentes esquemas e armaduras de reforço, comparando com a solução tradicional de armaduras com varões nervurados.

O Capítulo 4 descreveu a solução adotada para as vigas sobre as aberturas (vigas-lintel) e vigas-cintas na moradia piloto, para futuramente, e com os dados recolhidos no programa experimental, ser apresentado uma nova solução estrutural de vigas e vigas-lintel, bem como serem apresentadas melhorias aos métodos tradicionais.

5.2 Desenvolvimentos futuros

Como desenvolvimentos futuros, a realizar numa pós-graduação ou doutoramento, são propostos os seguintes trabalhos:

- Dimensionamento de estruturas de alvenaria:
 - elaboração de uma sequência simplificada de cálculo para dimensionamento de estruturas de alvenaria resistente submetidas a ações verticais;
 - elaboração de um manual simplificado de dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural, juntando as sequências de cálculo anteriormente elaboradas e adicionando informação julgada importante ao dimensionamento;
 - elaboração de uma folha de cálculo;
 - dimensionamento de edifícios de pequeno e médio porte e outros de interesse e aplicação no mercado da construção e da engenharia.
- Programa experimental (vigas de alvenaria):
 - análise ao corte por flexão;
 - análise da flexão fora do plano;
 - inclusão de armaduras nas juntas (verticais e/ou horizontais);
 - utilização de outras classes de argamassas;
 - utilização de extensómetros nas armaduras;

5.3 Comentários pessoais

Como primeiro contacto, entre o autor e o mundo da investigação, esta dissertação, e todo o trabalho inerente, foi sempre bem recebida e acarinhada, visto que há muito era desejada uma oportunidade para contribuir com o mundo científico.

A elaboração de todos os trabalhos foi realizada de forma autónoma, embora suportada por uma orientação eficaz e estimulante. Os resultados obtidos são encorajadores de futuros trabalhos, considerando-se que este trabalho foi realizado com sucesso.

O autor está satisfeito com o cumprimento dos objetivos, mas procura sempre manter o mesmo empenho, esperando que o futuro lhe reserve a sorte de continuar a sua humilde caminhada no grande mundo da investigação, tentando contribuir o máximo possível para a excelência da investigação em Portugal, um conhecimento mais profundo nesta área científica, o sucesso da instituição que o acolheu, [ISEC](#), bem como a sua própria realização pessoal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alvest D5.1 (2013). *Relatório D5.1 - Memória descritiva e justificativa*. Relatório técnico, Projecto 5456_Alvest - Desenvolvimento de soluções de Paredes em Alvenaria Estrutural.
- Alvest D5.2/5.3 (2013). *Relatório Final (T5.1, T5.2 e T5.3) - Dimensionamento e construção de um edifício: aplicação ao caso de estudo; Avaliação da tecnologia de construção; Linhas gerais de organização e construção*. Relatório técnico, Projecto 5456_Alvest - Desenvolvimento de soluções de Paredes em Alvenaria Estrutural.
- dos Santos, S. P. (2007). O contexto normativo recente dos eurocódigos sobre paredes de alvenaria. *Seminário sobre Paredes de Alvenaria*.
- EN 846-9 (2000). *Methods of tests for ancillary components for masonry Part 9: Determination of flexural resistance and shear resistance of lintels*.
- Fernandes, M. J. G. e Filho, A. F. S. (2010). Estudo comparativo do uso da alvenaria estrutural com bloco de concreto simples em relação ao sistema estrutural em concreto armado. *Brasil*.
- Grilo, I., Marques, H., Gouveia, J. P., e Júlio, E. (2012). Resistência ao corte de paredes de alvenaria com blocos de betão e com blocos cerâmicos. *Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012*.
- Haach, V. G. (2009). *Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães.
- Haach, V. G., Vasconcelos, G., e Lourenço, P. B. (2011). Numerical analysis of concrete block masonry beams under three point bending. *Elsevier, Ltd*.
- Haach, V. G., Vasconcelos, G., e Lourenço, P. B. (2012). Experimental analysis of reinforced concrete block masonry beams using pre-fabricated planar trussed bars. *Elsevier, Ltd*.
- Lourenço, P. B. (1999). *Relatório 99-DEC/E-7 - Dimensionamento de Alvenarias Estruturais*. Relatório técnico, Universidade do Minho.
- Lourenço, P. B. (2002). Concepção e projecto para alvenaria. *Seminário sobre Paredes de Alvenaria, Porto*.
- Lourenço, P. B. (2007). Possibilidades actuais na utilização da alvenaria armada. *Seminário sobre Paredes de Alvenaria*.
- Marques, H. C. (2013). Caracterização e certificação de blocos e análise experimental de vigas-lintel em alvenaria: Aplicações para o projecto técnico de edifícios. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra.
- Marques, R. F. P. (2012). *Metodologias Inovadoras no Cálculo Sísmico de Estruturas em Alvenaria Simples e Confinada*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães.
- NP EN 1990 (2009). *Eurocódigo 0 - Bases para projeto de estruturas*.

- NP EN 1991-1-4 (2010). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas Parte 1-4: Ações gerais, ações do vento*.
- NP EN 1996-1-1 (2008). *Eurocódigo 6 - Projeto de estruturas de alvenaria Parte 1-1: Regras gerais para alvenaria armada e não armada*.
- NP EN 1998-1 (2010). *Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*.
- Rabelo, A. C. N. (2004). Dimensionamento de alvenaria estrutural segundo recomendações do eurocode 6. Tese de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Saraiva, P. J. R. (2013). Estudo comparativo de soluções em alvenaria estrutural e betão armado. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, *(no prelo)*.
- Sousa, H. (2002). Alvenaria em portugal situação actual e perspectivas futuras. *Seminário sobre Paredes de Alvenaria*.
- Tomaževič, M. (1999). *Earthquake-resistant Design of Masonry Buildings*. Series on innovation in structures and construction. Imperial College Press.
- Vasconcelos, G., Gouveia, J. P., Haach, V. G., e Lourenço, P. (2007). Alvenaria armada: Soluções inovadoras em portugal. *Seminário sobre Paredes de Alvenaria*.
- Vasconcelos, G., Gouveia, J. P., Medeiros, P., Marques, R., e Lourenço, P. (2008). *CBloco - Manual de dimensionamento estrutural*. Elementos de apoio ao projecto e execução de elementos de alvenaria estrutural e não estrutural com unidades cBloco. Cerâmica Vale da Gândara, SA.

ANEXO A

Verificação da segurança da estrutura auxiliar de transporte dos provetes

A.1 Simbologia e abreviaturas

A_i área do elemento i

A_s área da secção

b base da secção

d_n diâmetro nominal

E módulo de elasticidade

γ baridade

γ_i baridade do elemento i

h altura da secção

I_y momento de inércia da secção em relação ao eixo y

I'_{yi} momento de inércia do elemento i em relação ao seu eixo baricêntrico y

I_z momento de inércia da secção em relação ao eixo z

I'_{zi} momento de inércia do elemento i em relação ao seu eixo baricêntrico z

m coeficiente de homogeneização

q sobrecarga

S_i momento estático na secção i

S_y momento estático da secção em relação ao eixo y

S_z momento estático da secção em relação ao eixo z

τ_i tensão tangencial na secção i

t_i largura da interface em i

V esforço transversal

y_G coordenada y do centro de massa da secção

y_i coordenada y do centro de massa do elemento i em relação aos eixos de referência

z_G coordenada z do centro de massa da secção

z_i coordenada z do centro de massa do elemento i em relação aos eixos de referência

MDF Medium-density fiberboard (placa de fibra de madeira de média densidade)

A.2 Introdução

Devido ao elevado peso dos provetes, principalmente das paredes mistas, considerou-se necessário tomar algumas medidas relativamente ao seu transporte para o sistema de ensaio. Assim sendo, foi concebida uma estrutura em madeira, sobre a qual os provetes foram construídos e que foi usada como base de transporte, ver figura A.1.

Para a adoção da estrutura auxiliar foram ainda determinantes as características do monta-cargas disponível. A pequena distância entre os "garfos" para elevação do conjunto impunha esforços de flexão excessivos, o que poderia influenciar os resultados finais.

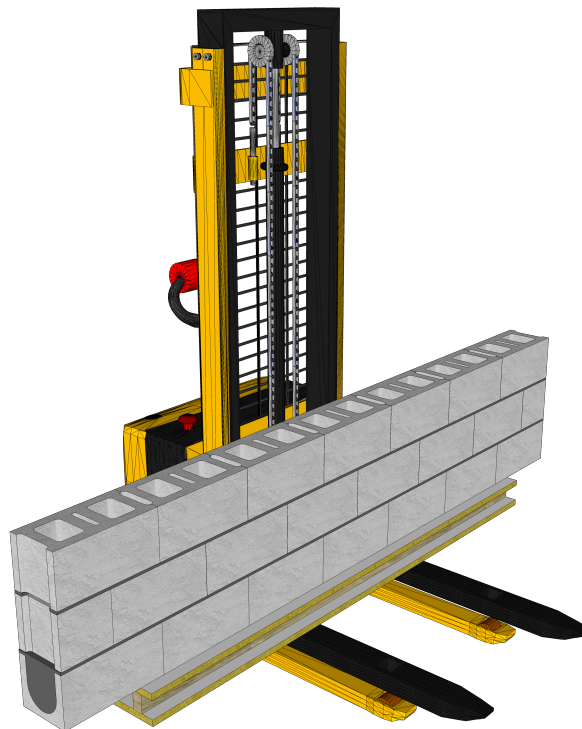


Figura A.1: Esquema do sistema de transporte dos provetes adotado.

Por razões de disponibilidade de materiais para a construção da base de transporte, compôs-se uma secção mista de madeira de pinho e MDF, constituindo uma viga de 2,6 m de comprimento, conforme a figura A.2. As peças constituintes foram ligadas por parafusos de cabeça cónica com as características descritas no quadro A.2, com um espessamento de 20 cm.

As características dos materiais estão presentes no quadro A.1.

Quadro A.1: Características dos materiais usados

Material	E [GPa]	f_{yd} [MPa]	γ [kg/m ³]
MDF	2,3	23	730
Pinho	10	10	540

A.3 Características estruturais

A secção da estrutura referida está esquematizada na figura A.2.

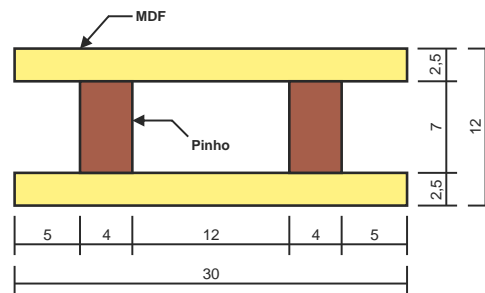


Figura A.2: Esquema da secção transversal da base de transporte [medidas em *cm*].

A.3.1 Homogeneização da secção

Como a secção é composta por dois materiais com módulos de elasticidade diferentes, procedeu-se à homogeneização equivalendo o **MDF** a pinho. O módulo de elasticidade (E) de cada material pode ser consultado no quadro A.1.

A posição do centro de massa e eixos baricêntricos da secção está esquematizada na figura A.3.

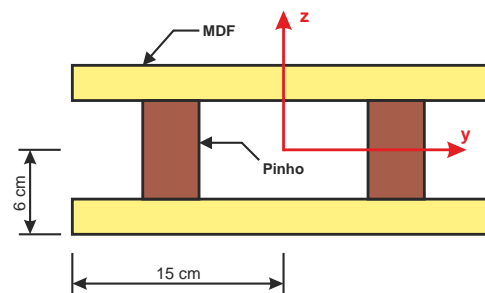


Figura A.3: Posição do centro de massa e eixos baricêntricos da secção.

O coeficiente de homogeneização foi calculado segundo a equação A.1.

$$m_{pinho} = \frac{E_{MDF}}{E_{pinho}} \quad (A.1)$$

Onde:

m coeficiente de homogeneização
 E módulo de elasticidade

Substituindo:

$$m_{pinho} = \frac{2,3}{10} = 0,23$$

A área de uma das secções de **MDF** é:

$$A_s^{MDF1} = 30 [cm] \times 2,5 [cm] = 75 cm^2$$

Homogeneizando a secção obteve-se:

$$A_s^{MDF1'} = 75 [cm^2] \times 0,23 = 17,25 cm^2$$

Mantendo a mesma altura, calculou-se a base (b') com a área homogeneizada:

$$b' = \frac{A_s^{MDF1'}}{h} = \frac{17,25 [cm^2]}{2,5 [cm]} = 6,90 cm$$

A secção homogeneizada está representada na figura A.4 onde, por não interferir com os cálculos seguintes, considerou-se a junção dos dois barrotes em apenas um.

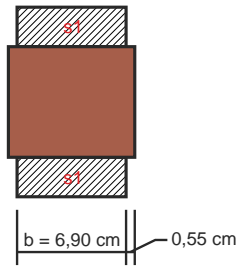


Figura A.4: Secção homogeneizada.

A.3.2 Momento de Inércia

O momento de inércia da secção, em relação ao eixo y , foi calculado utilizando a equação A.2.

$$I_y = \sum_{i=1}^n (I'_{yi} + A_i \times z_i^2) \quad (A.2)$$

Onde:

- I_y momento de inércia da secção em relação ao eixo y
- I'_{yi} momento de inércia do elemento i em relação ao seu eixo baricêntrico y
- A_i área do elemento i
- z_i coordenada z do centro de massa do elemento i em relação aos eixos de referência

Substituindo:

$$I_y = \frac{6,9 [cm] \times (12 [cm])^3}{12} + 2 \times \frac{0,55 [cm] \times (7 [cm])^3}{12}$$

$$I_y = 1025,04 cm^4 = 1,03 \times 10^{-5} m^4$$

A.3.3 Momento estático da secção S1 em ordem a y

O momento estático da secção S1 foi calculado utilizando a equação A.3.

$$S_y = \sum_{i=1}^n (A_i \times z_i) \quad (\text{A.3})$$

Onde:

S_y momento estático da secção em relação ao eixo y

A_i área do elemento i

z_i coordenada z do centro de massa do elemento i em relação aos eixos de referência

Substituindo, para a secção S1 representadas na figura A.4:

$$S_{y1} = 17,25 [cm^2] \times \frac{7 [cm] + 2,5 [cm]}{2} = 81,94 cm^3 = 8,19 \times 10^{-5} m^3$$

A.3.4 Determinação da carga aplicada à estrutura

- Blocos:

Segundo (Marques, 2013), o peso médio de cada bloco BEST é 13,5 kg.

Peso: $14 [blocos] \times 13,5 [kg/bloco] = 182 kg \approx 1,82 kN$

- Argamassa das juntas horizontais:

Devido à geometria do bloco BEST, foi utilizada uma junta descontínua com largura de 40mm + 40 mm, sendo a espessura média dos septos aproximadamente 40mm (Marques, 2013). A espessura da junta foi aproximadamente de 10mm.

O peso volúmico da argamassa considerado foi de 18,20 [kN/m³] (Grilo *et al.*, 2012), conforme quadro 3.2.

Peso: $(0,04 + 0,04) [m] \times 0,01 [m] \times 2,80 [m] \times 18,20 [kN/m^3] \approx 0,04 kN$

- Viga lintel:

Peso: $0,2 [m] \times 0,19 [m] \times 2,80 [m] \times 25 [kN/m^3] = 2,66 kN$

- Peso total:

Peso: $1,82 [kN] + 0,04 [kN] + 2,66 [kN] = 4,52 kN$

Para simplificar os cálculos, o peso total do provete, com 2,8 m, foi distribuído pelos 2,6 m da estrutura auxiliar.

A sobrecarga (q) final a aplicar à estrutura é de:

$$q = 4,52 [kN] / 2,60 [m] = 1,74 kN/m$$

A.3.5 Análise estrutural

Para analisar a estrutura foi utilizado o programa *Ftool*, obtendo-se os diagramas presentes na figura A.5.

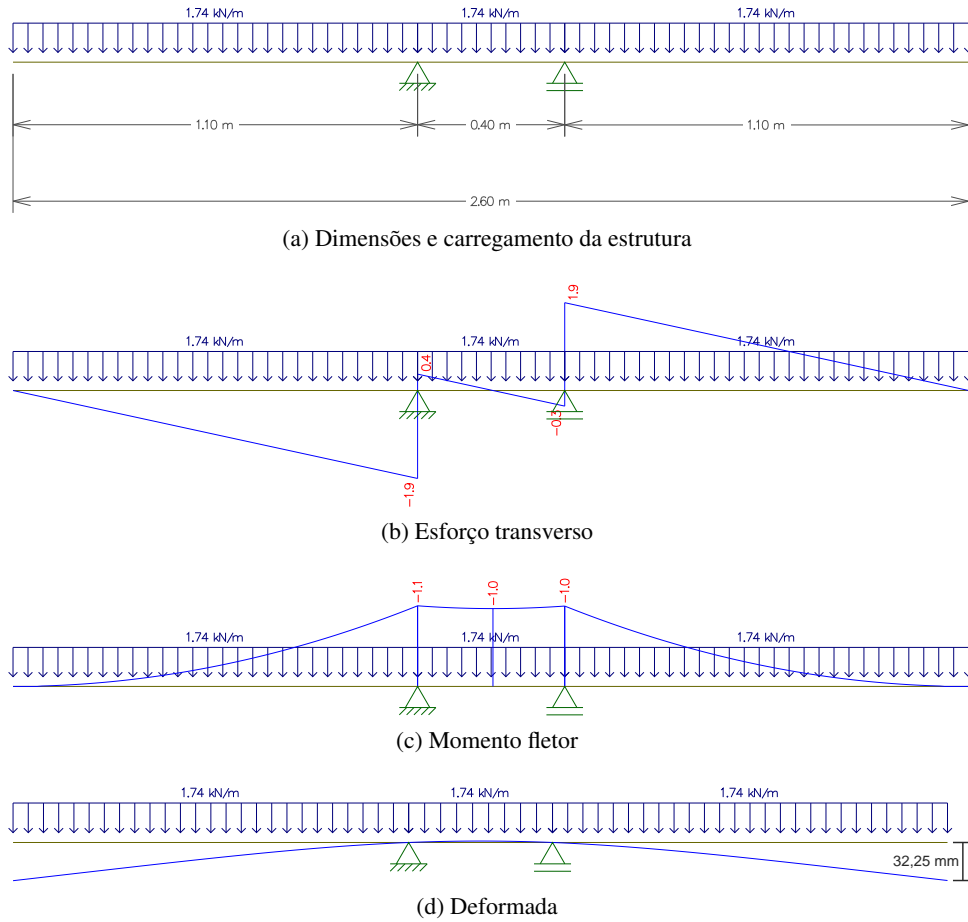


Figura A.5: Diagramas de esforços.

A.3.6 Tensão tangencial

A tensão tangencial foi calculada utilizando a equação A.4 para a secção *S1* indicada na figura A.4.

$$\tau_i = \frac{V \times S_i}{I_y \times t_i} \quad (\text{A.4})$$

Onde:

- τ_i tensão tangencial na secção *i*
- V esforço transversal
- S_i momento estático na secção *i*
- t_i largura da interface em *i*

Substituindo:

$$\tau_1 = \frac{1,90 \text{ [kN]} \times 8,19 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}}{1,03 \times 10^{-5} \text{ [m}^4\text{]} \times 8 \times 10^{-2} \text{ [m]}} = 189,85 \text{ kPa} = 0,19 \text{ MPa}$$

A.4 Verificações

A.4.1 Corte simples

As características dos parafusos usados estão presentes no quadro A.2.

Quadro A.2: Características dos parafusos utilizados.

d_n [mm]	Comprimento [cm]	A_s [m ²]	Classe	f_{yd} [MPa]
6	5,50	$2,83 \times 10^{-5}$	4.60	240

Comparando a tensão resistente ao corte dos parafusos com as tensões instaladas na superfície de contacto entre as peças de madeira, temos:

$$2 \times \tau_{Rd,parafuso} \times A_s \geq \tau_1 \times A_{contacto}$$

$$\tau_{Rd,parafuso} = 0,70 \times f_{yd}$$

Onde:

A_s área da secção do parafuso
 τ_1 Tensão tangencial na secção S1
 $A_{contacto}$ Área de contacto na secção S1

Substituindo:

$$2 \times 0,70 \times 240 \times 10^3 [kPa] \times 2,83 \times 10^{-5} [m^2] \geq 189,85 [kPa] \times 0,20 [m] \times 0,08 [m]$$

$$2 \times 4,75 [kN] \geq 3,04 [kN] \quad \checkmark$$

A.4.2 Esmagamento

Comparando as tensões resistentes do MDF e do pinho (quadro A.1) com as tensões instaladas na superfície de contacto sujeita a esmagamento, temos:

$$2 \times \sigma_{Rd,esmagamento} \times A_{esmagamento} \geq \tau_1 \times A_{contacto}$$

$$\sigma_{Rd,esmagamento} = f_{yd}$$

Onde:

$A_{esmagamento}$ Área de esmagamento
 τ_1 Tensão tangencial na secção S1
 $A_{contacto}$ Área de contacto na secção S1

Substituindo:

$$\text{MDF} \rightarrow 2 \times 23 \times 10^3 [kPa] \times 0,006 [m] \times 0,025 [m] \geq 3,04 [kN]$$

$$\text{Pinho} \rightarrow 2 \times 10 \times 10^3 [kPa] \times 0,006 [m] \times 0,030 [m] \geq 3,04 [kN]$$

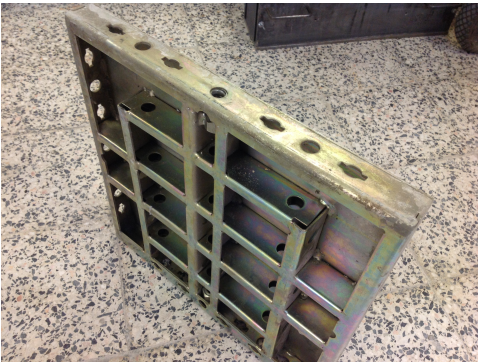
$$\text{MDF} \rightarrow 2 \times 3,45 [kN] \geq 3,04 [kN] \quad \checkmark$$

$$\text{Pinho} \rightarrow 2 \times 1,80 [kN] \geq 3,04 [kN] \quad \checkmark$$

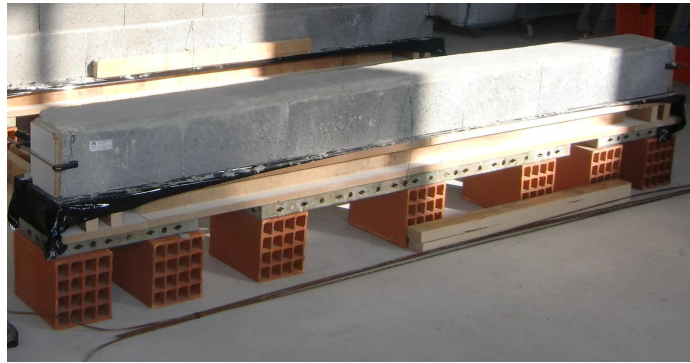
A.5 Melhoramentos efetuados à estrutura proposta

Apesar da estrutura adotada cumprir os requisitos estruturais para a carga atuante, a deformação obtida nos cálculos ($y = 32,25 \text{ mm}$) é um pouco excessiva, podendo pôr em causa o transporte seguro dos provetes. Para minimizar a deformação, foi colocada uma placa de cofragem metálica sob a estrutura adotada, conforme é mostrado na figura A.6 (b).

O tipo de placa de cofragem metálica utilizada está exposta na figura A.6 (a).



(a) Tipo de placa de cofragem metálica utilizada



(b) Posicionamento e localização da placa de cofragem

Figura A.6: Placa de cofragem metálica utilizada

A placa disponível e utilizada tinha $1,5 \text{ m}$ de comprimento e 30 cm de largura. A placa foi centrada sob a estrutura auxiliar.

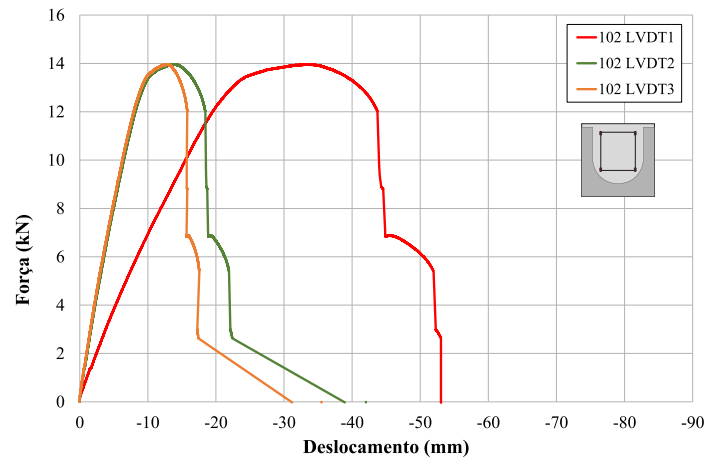
A.6 Conclusão

A estrutura proposta cumpriu os requisitos estruturais para a carga atuante. Com o reforço da estrutura, através da utilização da placa de cofragem, a estrutura apresentou um bom desempenho, sem aparentes deformações no transporte dos provetes.

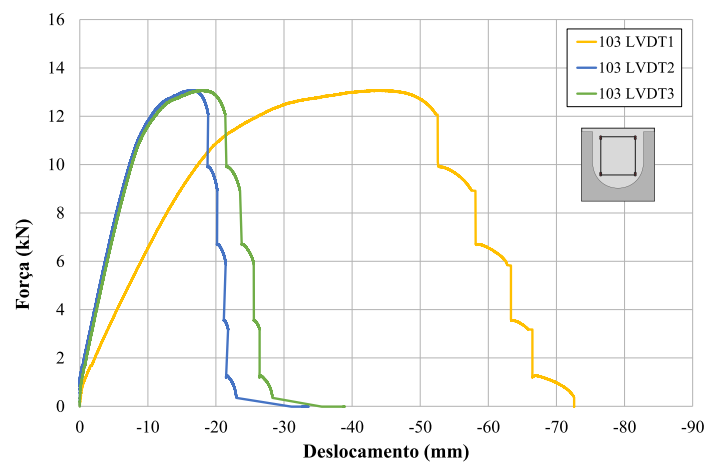
ANEXO B

Diagramas individuais de força-deslocamento de cada provete

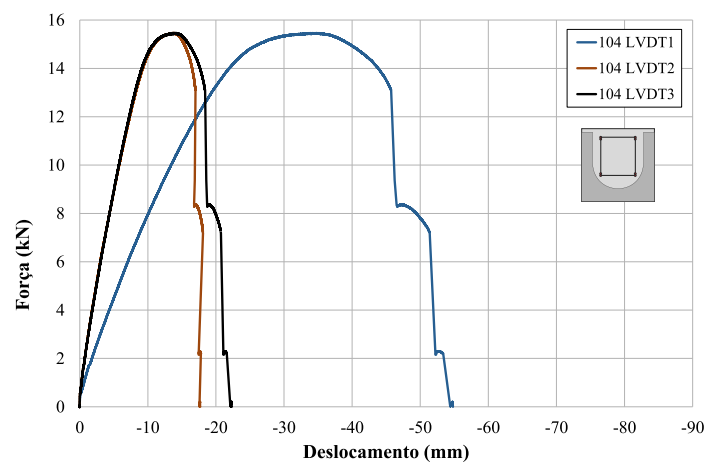
B.1 Diagramas de força-deslocamento da série 200



(a) Viga-lintel 102

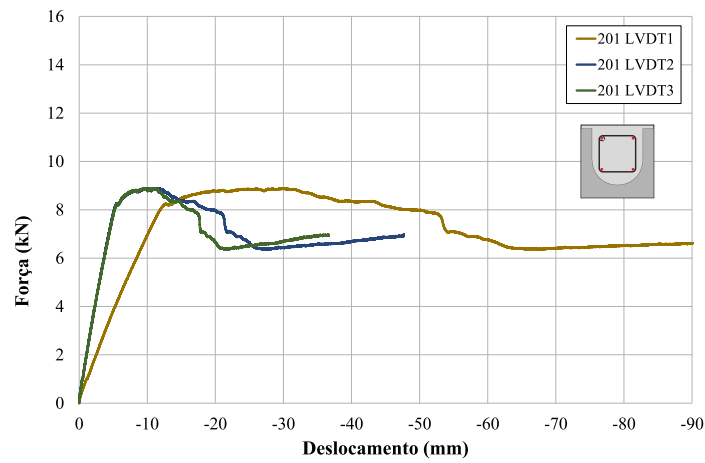


(b) Viga-lintel 103

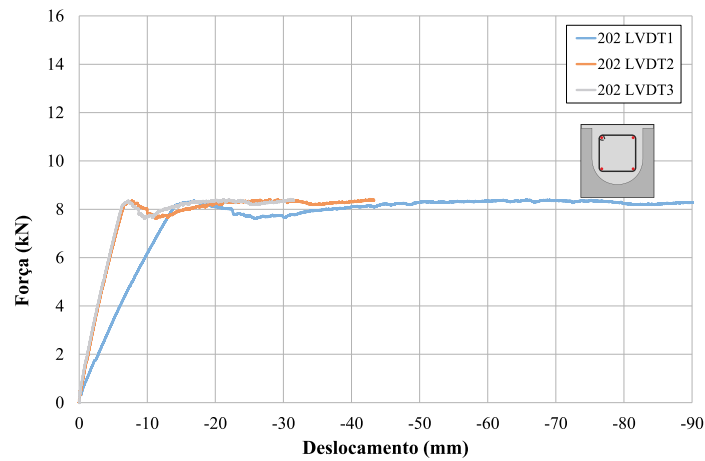


(c) Viga-lintel 104

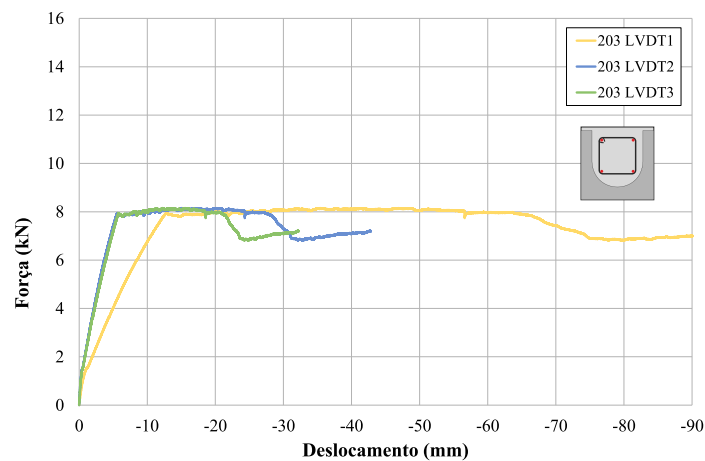
Figura B.1: Diagramas de força-deslocamento da série 100 (LVDTs 1, 2 e 3)

B.2 Diagramas de força-deslocamento da série 200

(a) Viga-lintel 201

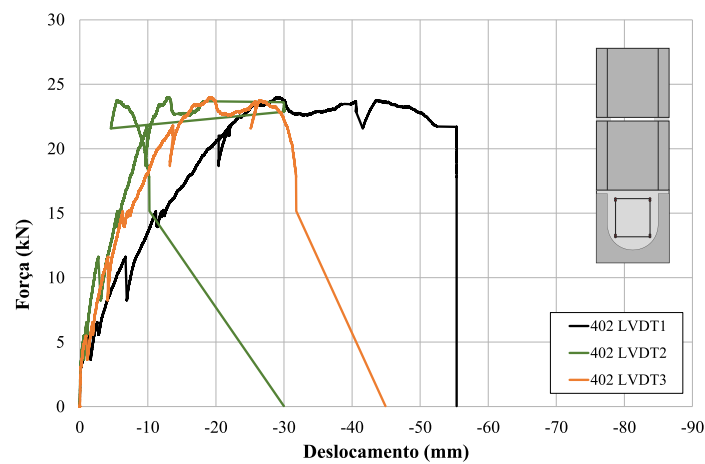


(b) Viga-lintel 202

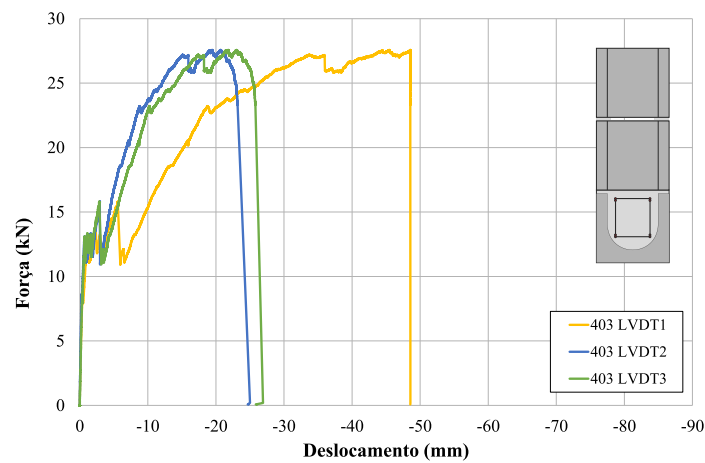


(c) Viga-lintel 203

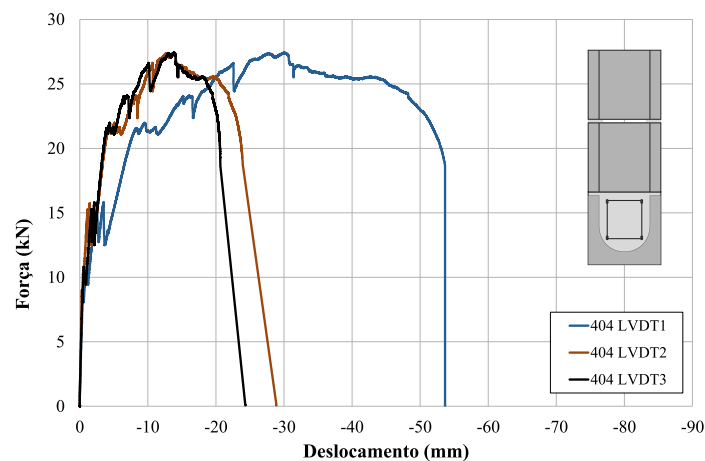
Figura B.2: Diagramas de força-deslocamento da série 200 (LVDTs 1, 2 e 3)

B.3 Diagramas de força-deslocamento da série 400

(a) Parede mista 402

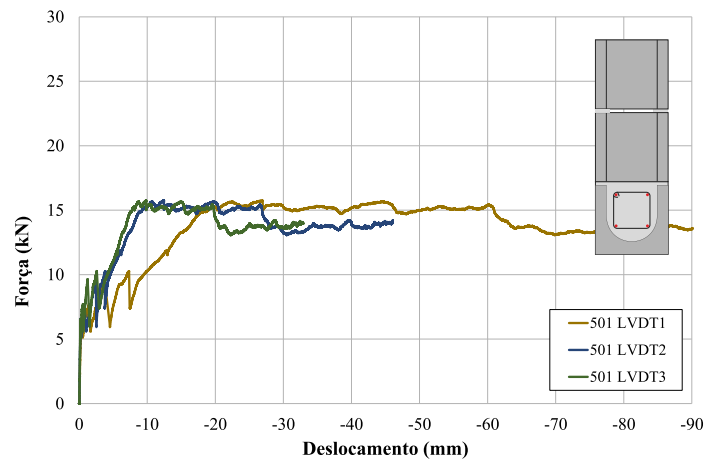


(b) Parede mista 403

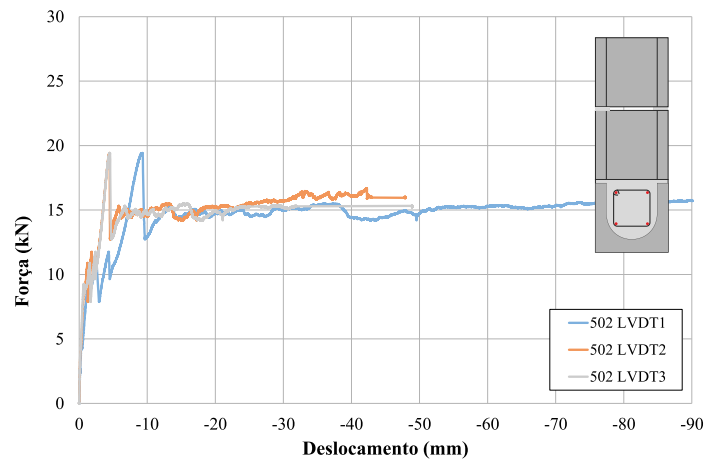


(c) Parede mista 404

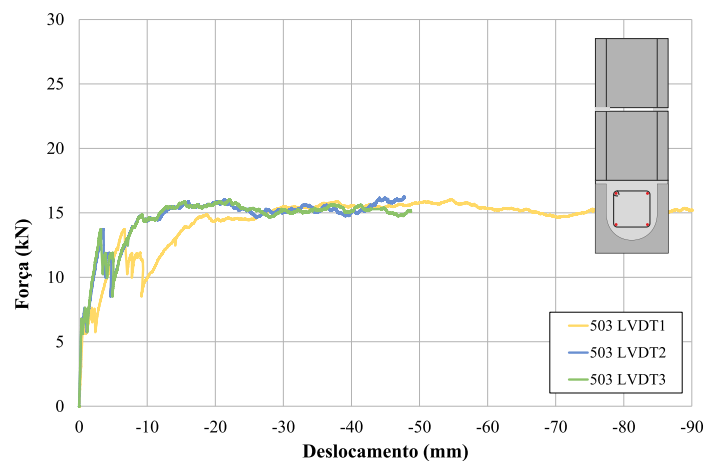
Figura B.3: Diagramas de força-deslocamento da série 400 (LVDTs 1, 2 e 3)

B.4 Diagramas de força-deslocamento da série 500

(a) Parede mista 501



(b) Parede mista 502



(c) Parede mista 503

Figura B.4: Diagramas de força-deslocamento da série 500 (LVDTs 1, 2 e 3)